



**Bárbara Carina
Gonçalves Marinho**

**PROCEDIMENTOS NO ESTUDO DE OBRAS DE
DEFESA COSTEIRA**



**Bárbara Carina
Gonçalves Marinho**

**PROCEDIMENTOS NO ESTUDO DE OBRAS DE
DEFESA COSTEIRA**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Carlos Daniel Borges Coelho, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim

professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

professor catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Carlos Daniel Borges Coelho

professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Porque este trabalho não seria possível sem aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização desta dissertação, ficam aqui algumas palavras de agradecimento.

Ao meu orientador, professor Carlos Coelho, pelo acompanhamento incessante e partilha de conhecimentos, pela ajuda e disponibilidade, pelas críticas construtivas e sugestões apresentadas, pelas minuciosas correções e por todo o incentivo durante a realização deste trabalho. A ele, um imenso obrigado.

À Márcia, pela disponibilidade, comentários e revisões efetuadas ao meu trabalho, pelo incentivo e por toda a troca de experiências.

Ao Engenheiro Carlos Azevedo, pela autorização para consulta dos elementos de projeto da CONSULMAR.

À Engenheira Lucília Luís, da CONSULMAR, pela acessibilidade, sugestões apresentadas e por todos os documentos disponibilizados e enviados.

Aos meus pais, pela confiança e estímulo e, essencialmente, pela oportunidade de tornar este sonho possível... Às minhas irmãs pelo apoio incondicional, pela troca de experiências e por todas as conversas expansivas e sensatas... A restante família pela ajuda, companhia e apoio sempre que necessário.

A todos os meus amigos pela amizade, incentivo e por todos os momentos bem passados... Ao Jorge pelo apoio em todas as horas, pelo estímulo, confiança, afeto e paciência nos momentos menos fáceis.

A todos, um muito obrigado!

palavras-chave

Projeto, pré-dimensionamento, altura de onda, análise de sensibilidade, ondas irregulares

resumo

Cada vez mais, o problema de erosão costeira ameaça várias praias do mundo. Devido à proliferação das frentes urbanas existentes e à grande vulnerabilidade aos fenômenos erosivos que algumas zonas do litoral apresentam, prevê-se uma necessidade crescente de implementação de medidas de mitigação deste processo, baseadas na construção de soluções estruturais de defesa.

O projeto destas soluções envolve diversas fases, que vão desde a avaliação da dinâmica costeira e caracterização do local em estudo à validação dos resultados obtidos no pré-dimensionamento destas, através de ensaios em modelo físico. Durante todo este faseamento, a definição do parâmetro “altura de onda de projeto” necessário ao pré-dimensionamento das estruturas assume especial importância, uma vez que para além de ser um dos principais parâmetros que mais influência tem na estabilidade da estrutura, é ainda muito dependente da experiência e sensibilidade do projetista na ponderação de todos os fatores intervenientes. Desta forma, o presente trabalho teve como principal objetivo realçar os principais procedimentos necessários a ter em consideração no processo de conceção de obras de defesa costeira constituindo uma base teórica útil, de modo a auxiliar o trabalho dos projetistas deste âmbito. Assim, foi dado um especial realce, à definição da onda de projeto, descrevendo o seu processo de cálculo no caso de estruturas situadas em águas profundas e a pequenas profundidades. Neste último caso, são apresentados alguns métodos de cálculo que estabelecem uma relação entre os fundos e as alturas de onda compatíveis com estes. É ainda realizada uma análise de sensibilidade, para todos os métodos, com o objetivo de avaliar a influência da variação de cada um dos parâmetros envolvidos na determinação da altura de onda de projeto.

Para além da avaliação da altura de onda são descritas as várias condicionantes ambientais necessárias a ter em consideração na caracterização do local em estudo, as várias especificidades associadas aos diferentes tipos de obras de defesa costeira, bem como dos blocos comumente empregues no manto resistente. Por fim, são apresentadas formulações de dimensionamento do peso unitário dos blocos do manto resistente para estruturas não galgáveis, galgáveis e submersas, deduzidas com base em ensaios com ondas regulares e irregulares. São especificados alguns aspetos relacionados com o campo de aplicação destas, bem como os seus limites de aplicabilidade.

keywords

Design, pre-design, wave height, sensitivity analysis, irregular waves

abstract

The problem of coastal erosion is increasingly threatens several beaches in the world. Due to the proliferation of existing urban fronts and great vulnerability to erosive phenomena that some coastal areas feature provides is a growing need for implementation of mitigation measures of this process, based on the construction of structural solutions for defense.

The design of these solutions involves several stages, ranging from the evaluation of coastal dynamics and site characterization to validation the results obtained in pre-design of these through physical model tests. During all this phasing, the definition of the parameter "design wave height" necessary to pre-design of the structures is particularly important, since in addition to being one of the main parameters that have more influence on the stability of the structure, is still very dependent on the experience and sensibility of the designer in consideration of all the factors involved. Thus, this study aimed to highlight the main procedures necessary to take into consideration in the process of design of coastal defense works constituting a useful theoretical base in order to help on assist the work of the designers. So, a special emphasis to the definition of the design wave was given, describing the process of calculation in the case of structures located at deepwater and shallow at depths. In the latter case, some present calculation methods that establish a relationship between the bottom depths and wave heights compatible with them. It also conducted a sensitivity analysis for all methods, with the purpose of evaluating the influence of the variation of each of the parameters involved in determining the design wave height.

In addition to evaluating the wave height, in the various environmental conditions necessary to consider in the characterization of the site under study, are described different specificities for the different types of shore protection structures, as well as commonly employed to block resistant mantle. Finally, formulations for calculation of armor layer blocks unit weight are present, for not-overtopped, low-crested and submerged structures, based on tests with regular and irregular waves. Some aspects related to the field of application of these formulations are specified, as well as its limits of applicability.

ÍNDICES

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	xv
ÍNDICE DE FIGURAS	xix
ÍNDICE DE TABELAS	xxiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xxv
1. INTRODUÇÃO	3
1.1. Enquadramento do problema	3
1.2. Objetivos	4
1.3. Metodologia	5
2. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA OBRA	9
2.1. Condicionantes ambientais	9
2.1.1. Topo-hidrografia	10
2.1.2. Geologia e morfologia	10
2.1.3. Nível da água do mar	10
2.1.4. Regime de agitação marítima	12
2.1.5. Regime de ventos	13
2.1.6. Notas finais	13
2.2. Ações	13
2.2.1. Agitação marítima	14
2.2.2. Marés	18
2.2.3. Correntes	19
3. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA DE TALUDE	23
3.1. Descrição/constituição	23
3.2. Tipos de obras de defesa costeira	24
3.2.1. Esporões	25
3.2.2. Obras longitudinais aderentes	30

3.2.3.	Quebra-mares destacados galgáveis e não galgáveis	32
3.2.4.	Quebra-mares destacados submersos	35
3.2.5.	Notas finais	36
3.3.	Tipo de material do manto resistente	37
3.3.1.	Tetrápodes.....	38
3.3.2.	Dolos.....	39
3.3.3.	Cubos modificados.....	40
3.3.4.	Acrópodes	41
3.4.	Configuração em planta.....	42
3.5.	Especificidades de estruturas de defesa costeira.....	43
3.6.	Monitorização de estruturas costeiras de talude	44
3.6.1.	Programa de observação da estrutura.....	45
3.6.2.	Técnicas de Observação	46
3.6.3.	Periodicidade da monitorização	46
3.6.4.	Danos a observar	46
4.	ONDA DE PROJETO	51
4.1.	Considerações iniciais sobre regularidade/irregularidade da agitação.....	51
4.2.	Regime de extremos	52
4.2.1.	Valores extremos.....	52
4.2.2.	Distribuição de Rayleigh (curto prazo)	54
4.2.3.	Distribuição de Weibull (longo prazo).....	55
4.2.4.	ONDATLAS.....	56
4.3.	Influência dos fundos na altura de onda	57
4.3.1.	Altura de onda H compatível com a profundidade d	57
4.3.2.	Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação.....	62
4.4.	Onda de projeto, H_{proj}	64
5.	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	71
5.1.	Altura de onda H compatível com a profundidade d	71

5.2. Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação	79
5.3. Discussão dos Resultados	80
5.3.1. Altura de onda H compatível com a profundidade d	83
5.3.2. Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação	89
5.4. Notas finais	89
6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COSTEIRAS DE TALUDE..	93
6.1. Metodologia de pré-dimensionamento	94
6.2. Dimensionamento dos blocos do manto resistente	94
6.2.1. Fórmula de Hudson (simples e modificada)	95
6.2.2. Fórmula de van der Meer (enrocamento, cubos, tetrápodes e acrópodes)	99
6.2.3. Powell e Allsop (enrocamento)	106
6.2.4. Burcharth e Liu (dolos)	107
6.2.5. Burcharth <i>et al.</i> (Acrópodes)	108
6.2.6. Síntese	108
6.3. Caracterização do manto resistente	111
6.3.1. Número de camadas do manto resistente	111
6.3.2. Número de blocos por unidade de área	111
6.3.3. Cota da base do manto	112
6.3.4. Inclinação dos taludes	112
6.3.5. Cota do coroamento	113
6.3.6. Largura do coroamento	113
6.3.7. Alguns modos de rotura do manto resistente	114
6.4. Camadas subjacentes ao manto resistente	115
6.4.1. Dimensionamento das camadas de filtro	115
6.4.2. Alguns modos de rotura da camada de filtros granular	118
6.4.3. Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de uma estrutura de taludes consoante a exposição à agitação	118
6.5. Pé de talude ou risberma	120

6.5.1. Estabilidade do pé de talude (deduzida para ondas regulares)	123
6.5.2. Estabilidade do pé de talude (deduzida para ondas irregulares)	124
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	127
7.1. Guia de procedimentos	127
7.2. Conclusões	130
7.3. Desenvolvimentos futuros	134
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
ANEXOS	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1.1: Praia de Mira (mar avança sobre a duna colocando em risco a única muralha que ainda protege as habitações).	4
---	---

Capítulo 2

Figura 2.1: Características da onda (adaptado de RGCI, 2012).	15
Figura 2.2: Esquema representativo das ondas equivalentes em águas profundas, sujeitas ao fenómeno de refração (adaptado de Goda, 1985).	16

Capítulo 3

Figura 3.1: Designação das partes constituintes do perfil corrente de uma estrutura de talude (adaptado de Pita, 1986; Fleming <i>et al.</i> , 1998 e Coelho, 2012).	24
Figura 3.2: Campo de esporões (praia em forma de dente de serra).	26
Figura 3.3: Esporão em forma de L (CIRIA, 2007b).	26
Figura 3.4: Esporão em forma de Y (CIRIA, 2007b).	27
Figura 3.5: Solução mista: Esporão associada à construção de uma obra longitudinal aderente.	29
Figura 3.6: Construção de um esporão (pertencente a um campo de esporões).	29
Figura 3.7: Esquema de um campo de esporões afunilado.	30
Figura 3.8: Obra longitudinal aderente da Vagueira.	31
Figura 3.9: Perfil tipo de uma obra longitudinal aderente (baseado em Burcharth e Hughes, 2011a).	31
Figura 3.10: Quebra-mares destacados (praia em forma de bolso).	33
Figura 3.11: Quebra-mar destacado submerso do Porto de Leixões (assinalado com um círculo).	35
Figura 3.12: Ensaios no LNEC (modelação física do quebra-mar de Angeiras).	36
Figura 3.13: Tetrápodes.	38
Figura 3.14: Dolos.	39
Figura 3.15: Cubos antifer.	40
Figura 3.16: Acrópodes.	41

Figura 3.17: Danos na cabeça do quebra-mar norte do porto de Aveiro.....	42
--	----

Capítulo 4

Figura 4.1: Índice de profundidade em função de $H_{m\acute{a}x}/gT^2$ (adaptado de Smith, 2003)....	60
Figura 4.2: Variação da altura de onda na zona próxima da costa.	63
Figura 4.3: Método de Seelig (1980).....	63
Figura 4.4: Método de Goda (1985).	64

Capítulo 5

Figura 5.1: Altura de onda máxima e significativa máxima, respetivamente, em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0	73
Figura 5.2: Altura de onda em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o critério de Miche (1951) para ondas regulares e irregulares.	73
Figura 5.3: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Weggel (1972).	74
Figura 5.4: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Weggel (1972).	75
Figura 5.5: Altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Seelig (1979).	76
Figura 5.6: Altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Seelig (1979).	76
Figura 5.7: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Goda (1985).	77
Figura 5.8: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Goda (1985).	77
Figura 5.9: Variação da altura de onda significativa em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Goda (1985).	78
Figura 5.10: Variação da altura de onda significativa em função da profundidade, d para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Goda (1985).	78
Figura 5.11: Aplicação do método de Seelig (1980) para diferentes valores de m	80
Figura 5.12: Aplicação do método de Goda (1985) para diferentes valores de m	80

Capítulo 6

Figura 6.1: Organograma de seleção da formulação para dimensionamento do peso dos blocos do manto resistente.	95
Figura 6.2: Fator de permeabilidade (Van der Meer, 1988a; CIRIA, 2007a e Burcharth e Hughes, 2011b).....	101
Figura 6.3: Representação das alturas d e h'_c (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011)....	103
Figura 6.4: Modos de rotura do manto resistente.	114
Figura 6.5: Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de estruturas expostas à agitação em ambos os lados (onde ocorre galgamentos moderados).....	119
Figura 6.6: Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de estruturas expostas à agitação em ambos os lados (onde ocorre galgamentos moderados).....	120
Figura 6.7: Definição do pé de talude consoante a profundidade de implantação da estrutura (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).....	121
Figura 6.8: Exemplos de instabilidade dos pés de talude (baseado em Burcharth e Hughes, 2011b)	122
Figura 6.9: Suporte da fundação por meio de trincheira ou ancoragem (baseado em Burcharth e Hughes, 2011b).....	122
Figura 6.10: Número de estabilidade da estrutura ao cubo em função da profundidade relativa (adaptado de Markle, 1989).	123
Figura 6.11: Estrutura de talude (adaptado de de Markle, 1989).	124

Capítulo 7

Figura 7.1: Diagrama lógico de conceção de uma estrutura de defesa costeira.	130
---	-----

Anexos

Figura A.1: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 1% (de acordo com o método de Seelig, 1979).....	150
Figura A.2: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 2% (de acordo com o método de Seelig, 1979).....	150
Figura A.3: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 5% (de acordo com o método de Seelig, 1979).....	151

Figura A.4: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 10% (de acordo com o método de Seelig, 1979).	151
---	-----

INDICE DE TABELAS

Capítulo 3

Tabela 3.1: Regras para determinar o comprimento de um quebra-mar destacado (isolado ou em conjunto) e a distância entre eles em função da profundidade de implantação.	34
Tabela 3.2: Características geométricas dos tetrápodes em função da altura do bloco (Pita, 1986).	38
Tabela 3.3: Características geométricas dos dolos em função da altura do bloco (Pita, 1986).	40
Tabela 3.4: Características geométricas dos cubos antifer em função da altura do bloco (Pita, 1986).	41
Tabela 3.5: Características geométricas do Acrópode em função da altura do bloco (Pita, 1986).	42
Tabela 3.6: Danos a registrar aquando a monitorização de estruturas de defesa costeira.	47

Capítulo 4

Tabela 4.1: Coeficientes para estimar a altura de onda em águas pouco profundas, de acordo com o método de Goda (1985).	62
Tabela 4.2: Propostas de Tenaud <i>et al.</i> (1982) tendo por base ensaios com ondas irregulares e um espectro empírico JONSWAP.	66

Capítulo 5

Tabela 5.1: Expressões das curvas da Figura 4.3a, referente ao método de Seelig (1980). ..	79
Tabela 5.2: Expressões das curvas da Figura 4.4a, referente ao método de Goda (1985). ..	79
Tabela 5.3: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda máxima, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Weggel, 1972).	84
Tabela 5.4: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda significativa, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Seelig, 1979).	86

Tabela 5.5: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda significativa, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Goda, 1980).....	87
---	----

Tabela 5.6: Relação entre alturas de onda máxima e significativa (utilizando o método de Goda).	88
--	----

Capítulo 6

Tabela 6.1: Coeficientes de estabilidade para enrocamento (Fleming <i>et al.</i>).....	96
---	----

Tabela 6.2: Valores de K_D para $H=H_s$ e inclinação do talude $1.5 \leq \cot \theta \leq 3.0$ (baseados inteiramente em ensaios de ondas regulares de acordo com SPM, 1977).	97
--	----

Tabela 6.3: Valores de K_D para $H=H_{1/10}$ (de acordo com SPM, 1984).	97
--	----

Tabela 6.4: Coeficientes de estabilidade para blocos de betão, na zona de tronco da estrutura.	98
---	----

Tabela 6.5: Valores recomendáveis para o nível de dano (S), de mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento (Fleming <i>et al.</i> 1998 e CIRIA, 2007a)...	101
---	-----

Tabela 6.6: Valores do número de estabilidade, N_s , e coeficiente de estabilidade, K_D , correspondente (em função do nível de dano).	105
---	-----

Tabela 6.7: Valores de a e b da Expressão 6.15.....	107
---	-----

Tabela 6.8: Tabela resumo das formulações de dimensionamento dos blocos de enrocamento do manto resistente.	109
--	-----

Tabela 6.9: Tabela resumo das formulações de dimensionamento dos blocos de betão do manto resistente.....	110
---	-----

Tabela 6.10: Fórmulas para a determinação da estabilidade do pé de talude.	124
---	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Abreviaturas e acrónimos

<i>APA</i>	Administração do Porto de Aveiro
<i>IH</i>	Instituto Hidrográfico
<i>IPCC</i>	Intergovernmental Panel on Climate Change
<i>CEM</i>	Coastal Engineering Manual
<i>CERC</i>	Coastal Engineering Research Center
<i>CLI</i>	Concrete Layer Innovations
<i>LNEC</i>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>NMM</i>	Nível médio das águas do mar

Letras latinas maiúsculas

<i>A</i>	Evento que se repete num determinado período de retorno
<i>A</i>	Coeficiente da fórmula de Burchart <i>et al.</i> (1998)
<i>B</i>	Largura do coroamento
<i>D</i>	Número relativo de blocos de unidades deslocadas entre os níveis $\pm 6.5D_n$ de uma distância igual ou maior à altura dos dolos
<i>D</i>	Número relativo de blocos de unidades deslocadas de uma distância maior que D_n
D_n	Diâmetro nominal unitário dos blocos
D_{n50}	Diâmetro nominal unitário dos blocos ou dimensão equivalente dos blocos
D_{Tp}	Direção média da onda associada ao período de pico
<i>H</i>	Altura de onda
<i>H</i>	Maior medida do bloco
\bar{H}	Altura de onda média
$H_{m\acute{a}x}$	Altura de onda máxima
H_{proj}	Altura de onda de projeto
H_{rms}	Altura de onda quadrática

H_s	Altura de onda significativa
$(H_s)_0$	Altura de onda significativa ao largo
$H_{s\text{máx}}$	Altura de onda significativa máxima
$H_{\text{máx}m=1\%}$	Altura de onda máxima, para uma inclinação dos fundos de 1%
$H_{\text{máx}m=5\%}$	Altura de onda máxima, para uma inclinação dos fundos de 5%
$H_{\text{máx}m=10\%}$	Altura de onda máxima, para uma inclinação dos fundos de 10%
$H_{sm=1\%}$	Altura de onda significativa, para uma inclinação dos fundos de 1%
$H_{sm=5\%}$	Altura de onda significativa, para uma inclinação dos fundos de 5%
$H_{sm=10\%}$	Altura de onda significativa, para uma inclinação dos fundos de 10%
H_z	Altura de zero ascendente
H_0	Altura de onda ao largo
H'_0	Altura de onda equivalente ao largo
$H_{1/10}$	Altura de onda média do décimo mais alto
$H_{1/20}$	Altura de onda média do vigésimo mais alto
$H_{1/100}$	Altura de onda média do centésimo mais alto
H_1	Altura de onda com probabilidade de excedência de 1/260
$H_{1\text{máx}}$	Altura de onda máxima com probabilidade de excedência de 1/260
$H_{2\%}$	Altura de onda excedida em apenas 2% dos registos
K_D	Coefficiente de estabilidade
K_d	Coefficiente de difração da onda
K_r	Coefficiente de refração da onda
K_s	Coefficiente de empolamento da onda
L	Comprimento de onda
L	Comprimento de onda local
L_{om}	Comprimento de onda ao largo correspondente ao período de onda médio ($L_{om}=gT_m^2 / 2\pi$)
L_{op}	Comprimento de onda ao largo correspondente ao período de onda de pico ($L_{op}=gT_p^2 / 2\pi$)
M_{50}	Massa dos blocos do manto resistente
N	Número total de ondas de um registo

N_a	Valor total de unidades de blocos do manto resistente
$N_{d\%}$	Percentagem de blocos deslocados
N_{od}	Número de unidade de betão deslocados do manto resistente, numa camada de espessura D_n
N_r	Número de blocos por unidade de área
N_s	Número de estabilidade da estrutura
N_z	Número de ondas (duração da tempestade)
P	Fator de permeabilidade do manto resistente
R_c	Altura da água acima da cota de coroamento da estrutura
R_u	Espraçamento máximo da onda
S	Área erodida relativa da face do talude ou nível de dano admissível
S_d	Parâmetro da fórmula de Hudson modificada ($S_d=0.8N_{d\%}$)
T	Período de onda
T	Tempo entre ocorrência consecutiva de um evento
T_{HS}	Período de onda correspondente à altura de onda significativa
T_m	Período de onda médio
T_p	Período de onda de pico
T_r	Período de retorno
T_0	Período de onda ao largo
$T_{1/20}$	Período de onda médio dos 20% das ondas mais altas
W	Peso unitário do bloco
$W_{50(filtro)}$	Peso unitário dos blocos excedido por 50% dos blocos da camada de filtro
$W_{50(camada\ de\ base)}$	Peso unitário dos blocos excedido por 50% dos blocos da camada subjacente

Letras latinas minúsculas

a	Amplitude da onda ($a=H/2$)
a	Parâmetro de escala da distribuição de Weibull
a	Parâmetro empírico do método de Weggel (1972)

A	Parâmetros da fórmula de Hudson modificada
b	Parâmetro de locação da distribuição de Weibull
b	Parâmetro empírico do método de Weggel (1972)
b	Parâmetros da fórmula de Hudson modificada
d	Profundidade do local
d^*	Profundidade a que ocorre a altura de onda significativa máxima na zona que sofre influência dos fundos
$d_{10(\text{filtro})}$	Diâmetro excedido por 90% do material total da camada de filtro
$d_{15(\text{filtro})}$	Diâmetro excedido por 85% do material total da camada de filtro
$d_{60(\text{filtro})}$	Diâmetro excedido por 40% do material total da camada de filtro
$d_{15(\text{camada de base})}$	Diâmetro excedido por 85% do material total subjacente
$d_{85(\text{camada de base})}$	Diâmetro excedido por 15% do material total subjacente
f	Frequência da onda ($f=1/T$)
f_i	Fator de redução ($D_{n50, \text{galgável}}=f_i D_{n50, \text{não galgável}}$)
g	Aceleração da gravidade
h	Altura dos dolos
h_b	Altura da água que vai desde a superfície livre até ao limite superior do pé de talude
h'_c	Altura da estrutura (acima do nível do fundo do mar)
k	Parâmetro de forma da distribuição de Weibull
k	Número de onda
k_Δ	Coefficiente de forma
m	Inclinação média dos fundos do mar
n	Número de camadas do manto resistente
r	Porosidade dos dolos
r	Espessura do manto resistente
s_p	Declividade da onda local de pico ($s_p=H_s/L_p$)
s_o	Declividade da onda ao largo ($s_o=H_o/L_o$)
s_{om}	Declividade da onda média ao largo ($s_{om} = H/L_{mo}$)
s_{op}	Declividade de onda ao largo ($s_{op}=H_s/L_{op}$)

Letras gregas

$\beta_{máx}$	Coeficiente do método de Goda
$\beta_{máx}^*$	Coeficiente do método de Goda
β_0	Coeficiente do método de Goda
β_0^*	Coeficiente do método de Goda
β_1	Coeficiente do método de Goda
β_1^*	Coeficiente do método de Goda
Δ	Densidade relativa
φ	Densidade de compactação do manto resistente
γ	Peso volúmico do material dos blocos
γ_b	Índice de profundidade de rebentação
γ_w	Peso volúmico da água do mar
ρ	Massa específica do material dos blocos da estrutura
σ	Desvio padrão em relação à média
τ	Valor médio do período de retorno do evento A
θ	Ângulo do talude com a horizontal da estrutura
ξ_m	Número de Iribarren médio ($\xi_m = \tan \theta / s_{om}^{1/2}$)
μ	Valor médio
ξ_{mc}	Número de Iribarren crítico ($\xi_{mc} = (6.2P^{0.31}(\tan \theta)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$)
ξ_{op}	Número de Iribarren de pico ($\xi_m = \tan \theta / s_{op}^{1/2}$)

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

Face aos problemas de erosão que algumas zonas do litoral enfrentam, tem-se tornado cada vez mais urgente a adoção de uma política “preventiva”, mas também “curativa” de modo a evitar a exposição dos aglomerados urbanos que se encontram em risco de sofrer as várias ações do mar (erosão, galgamentos e inundações, destruição do edificado, etc.).

Assim, o presente trabalho tem como principal objetivo constituir um documento que sirva de base teórica para a implementação de soluções técnicas de defesa do litoral, direcionado essencialmente para os projetistas de forma a auxiliá-los no processo de dimensionamento de estruturas de defesa costeira.

1.1. Enquadramento do problema

A dinâmica costeira (com avanço e recuo da linha de costa) é um fenómeno natural que sempre existiu e ajudou ao longo da História a modelar a costa continental. No entanto, a evidência demonstra que o processo erosivo está longe de ser natural, tendo-se transformado num problema de magnitude crescente. Troços do litoral de Portugal e de outros países da Europa caracterizam-se já como principais zonas de risco devido às frentes urbanas existentes e à grande vulnerabilidade aos fenómenos erosivos (Figura 1.1).

Esta realidade, que coloca em perigo pessoas e bens, torna necessário o desenvolvimento de soluções estruturais de defesa que visam proteger as zonas costeiras do continuado e progressivo processo de erosão que tem como consequência o recuo da linha de costa (EUROSION, 2006 e PA/INAG, 2012).

As estruturas de defesa costeira são solicitadas por várias ações naturais e, apesar de terem o objetivo de defender a zona costeira, também contribuem para a própria erosão costeira a sotamar. Na realidade, o Homem desempenha um papel ativo nos processos costeiros através das dragagens realizadas em canais de navegação, da artificialização das bacias hidrográficas (especialmente a construção de barragens), da extração de areias e da urbanização sobre sistemas dunares, com consequências no litoral. A erosão costeira resulta assim da combinação destes fatores naturais e antrópicos, que operam a diferentes escalas (EUROSION, 2006). As ações naturais, como as marés, correntes e a agitação

marítima, serão avaliadas com mais detalhe, visto serem as que mais condicionam o dimensionamento de estruturas de defesa costeira (quebra-mares destacados, esporões, obras longitudinais aderentes, etc.).



Figura 1.1: Praia de Mira (mar avança sobre a duna colocando em risco a única muralha que ainda protege as habitações).

1.2. Objetivos

Um dos principais objetivos deste trabalho consistiu na clarificação do processo de cálculo da altura de onda de projeto necessária para o pré-dimensionamento de estruturas de defesa costeira, uma vez que a definição deste parâmetro é ainda algo subjetivo, sendo muito dependente da experiência e sensibilidade do projetista na ponderação de todas as variáveis em jogo. Por este motivo, no presente trabalho foram avaliadas propostas de definição da altura de onda de projeto, tendo sido realizada uma análise de sensibilidade que teve como finalidade, a compreensão da influência de cada um dos parâmetros envolvidos no valor final da altura de onda, de forma a que fosse possível prever o impacto que a variação de cada parâmetro interveniente tem no pré-dimensionamento final da estrutura.

Para além da estimativa da altura de onda que um projeto de obras de defesa costeira exige, o conhecimento das formulações disponíveis para o dimensionamento de estruturas e a necessidade de as testar, tem-se tornado cada vez mais urgente, pretendendo este trabalho ser também um contributo na obtenção desses objetivos.

Em suma, pretendeu-se que este trabalho constituísse mais um meio de auxílio aos projetistas que têm a seu cargo o projeto de uma obra de defesa costeira, uma vez que este disponibiliza uma base teórica útil para o dimensionamento e monitorização destas

estruturas, funcionando como um guia dos principais procedimentos a adotar aquando a conceção deste tipo de estruturas.

1.3. Metodologia

Após um breve enquadramento geral do tema, este trabalho inicia-se com a apresentação de alguns fatores, a ter em consideração na fase de conceção de projeto de uma obra de defesa costeira. Desta forma, o capítulo 2, dedicado à caracterização do local de implantação, apresenta algumas das condicionantes ambientais que é necessário avaliar para determinação da solução ambientalmente mais favorável, bem como as principais ações que solicitam estas estruturas durante o seu período de vida útil. É um capítulo que pretende focar as primeiras preocupações que envolvem o processo de dimensionamento das estruturas.

Em seguida, no capítulo 3, são descritos os principais tipos de obra de defesa costeira, algumas das especificidades associadas e os materiais existentes para a constituição da sua secção transversal tipo. Complementarmente, faz-se referência à importância de operações de monitorização destas estruturas, indicando algumas técnicas possíveis de observação dos seus comportamentos e periodicidades associadas.

O capítulo 4 refere-se essencialmente à definição da altura de onda de projeto necessária para o pré-dimensionamento de estruturas costeiras de talude. Neste capítulo salienta-se a importância da estimativa da altura de onda de projeto e assinala-se o procedimento de cálculo deste parâmetro no caso de estruturas situadas a grandes e pequenas profundidades. Neste último caso, são apresentados vários métodos de cálculo, propostos por vários autores que tentam definir a altura de onda local em função das características dos fundos do mar e da agitação ao largo tendo por base o fenómeno de propagação e rebentação da onda.

A compreensão da influência dos diversos parâmetros envolvidos no processo de cálculo da altura de onda influenciada pelos fundos é, em alguns casos, fundamental para a correta definição da altura de onda de projeto, e consequentemente para um pré-dimensionamento eficaz da estrutura. Assim, no capítulo 5, expõem-se as análises de comportamento e sensibilidade realizadas aos diversos parâmetros intervenientes em cada um dos métodos

expostos no capítulo anterior, para o cálculo da altura de onda condicionada pelos fundos, e são discutidos os resultados obtidos.

No capítulo 6 apresentam-se diferentes formulações para dimensionamento do peso unitário dos blocos comumente empregues no manto resistente destas estruturas, tentando evidenciar os seus campos de aplicação e limites de aplicabilidade. Complementarmente são ainda apresentadas as formulações que permitem definir as características da secção transversal típica de uma estrutura de taludes, bem como algumas propostas de dimensionamento das camadas subjacentes. É um capítulo particularmente teórico que pretende servir de base para o pré-dimensionamento de obras de defesa.

Por fim, no último capítulo, são expostas as principais considerações que se foram destacando ao longo do presente trabalho. É apresentado um guia de procedimentos para conceção de uma obra de defesa costeira, em forma de diagrama lógico, que serve essencialmente de compilação de toda a informação exposta em capítulos anteriores. Neste capítulo são ainda propostos alguns desenvolvimentos futuros que poderão ser tomados em consideração, no seguimento deste trabalho.

Capítulo 2

CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA OBRA

2. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA OBRA

As obras de defesa dos litorais são intervenções estruturais que têm a função de agir no balanço do transporte sólido, favorecendo a estabilização ou a ampliação da linha de costa, defendendo-a contra a erosão. Assim sendo, existem requisitos básicos a serem considerados no projeto deste tipo de obras (Alfredini, 2005).

A obra mais conveniente em cada caso concreto é um assunto muito complexo e obriga a várias reflexões. De acordo com CIRIA (2007b), na escolha do tipo de obra é importante avaliar o impacto ambiental que lhe está associado. A zona a proteger, as características do local de implantação e a caracterização das ações, que poderão atingir a estrutura, condicionam o conjunto de soluções estruturais alternativas de obras de engenharia costeira possíveis de implementar.

Em seguida é realizada uma breve descrição das condicionantes ambientais necessárias de se ter em consideração na fase de projeto bem como as principais ações que solicitam estruturas costeiras durante o seu período de vida útil.

2.1. Condicionantes ambientais

A realização de um estudo sobre os fatores ambientais e suas interações de modo a caracterizar a situação ambiental da área de influência, antes da implementação da estrutura é fundamental na fase de projeto. O diagnóstico deverá englobar os fatores suscetíveis de sofrer, direta e/ou indiretamente, efeitos significativos das ações nas fases de planeamento, implantação e operação do empreendimento (CEPEMAR, 2010).

Sendo assim, a topo-hidrografia, geologia e geomorfologia, a dinâmica costeira, a qualidade da água e dos sedimentos, a ecologia, a flora e fauna, a socioeconomia, o ordenamento do território, a paisagem e o património histórico-cultural são alguns dos descritores ambientais necessários a ter em conta na fase de conceção de projeto. A caracterização da zona a proteger para uma série de descritores considerados relevantes e a avaliação ambiental das alternativas de projeto em estudo é importante para se fundamentar a seleção da solução ambientalmente mais favorável de entre as alternativas consideradas como técnica e economicamente viáveis (APA, 2011).

Nos subcapítulos seguintes apresentam-se alguns destes descritores, considerados mais relevantes.

2.1.1. Topo-hidrografia

A topo-hidrografia é um dos descritores ambientais mais importantes de se ter em conta em fase de projeto, uma vez que condiciona diretamente o local de implantação da estrutura e as alturas das ondas que a podem atingir. A sua definição é feita através do acesso a cartas e levantamentos topo-hidrográficos existentes da área em estudo, com o objetivo de caracterizar aspetos relacionados com a variação da profundidade, inclinação dos fundos, declive e largura da zona de praia, etc. Na ausência deste material de suporte terá de ser realizado um levantamento topográfico, porque é imprescindível o conhecimento da configuração batimétrica dos fundos não só para a determinação da altura de onda de projeto necessária ao pré-dimensionamento da estrutura, mas também para realização da avaliação económica associada à construção desta.

2.1.2. Geologia e morfologia

De acordo com Fleming *et al.* (1998), para muitas estruturas costeiras o projeto e método de construção serão fortemente influenciados pelas condições do solo. A caracterização geológica da área de implantação do projeto é fundamental, principalmente para avaliar a estabilidade e capacidade de suporte do terreno. Este estudo engloba a realização da descrição geológico-geotécnica da área, contemplando a natureza e as camadas constituintes do subsolo, bem como a caracterização dos vários tipos de solo de acordo com a batimétrica do local e análise das características morfológicas da área em estudo em termos de altitude, relevo, etc. Neste estudo, para além da caracterização da granulometria dos solos é importante a avaliação da qualidade dos sedimentos através de campanhas de caracterização física e química de sedimentos efetuadas na zona de intervenção (CONSULMAR, 2011 e APA, 2011).

2.1.3. Nível da água do mar

Para a conceção de um projeto de defesa costeira é importante caracterizar o regime de níveis de maré na zona de implantação da obra e particularmente, avaliar o respetivo nível máximo de repouso da água. A caracterização do regime de marés pode ser feita com base

nas previsões constantes das Tabelas de Marés do Instituto Hidrográfico (IH de Portugal), a partir de análises harmónicas de séries de observações maregráficas. De referir que, tais previsões refletem apenas as variações do nível da água devidas à maré astronómica, para condições meteorológicas normais médias na correspondente época do ano. No entanto, o nível de água em determinado momento poderá ser afetado pela ocorrência de situações meteorológicas anormais, nomeadamente por ventos fortes ou de prolongada duração e por pressões atmosféricas anormalmente baixas ou elevadas, as quais não têm uma periodicidade e grandeza definida (APA, 2011).

Assim, o nível máximo de repouso da água corresponderá à ocorrência simultânea das situações astronómica e meteorológica mais desfavoráveis: máxima preia-mar de águas vivas, vento a soprar segundo um rumo no sentido da costa e uma depressão acentuada (pressão inferior à normal). Para obter qual a depressão a considerar, poder-se-á ser conduzido a estudos de extrapolação estatística com base nos registos dos valores extremos anuais da pressão atmosférica numa série de anos, ou em alternativa, poder-se-á considerar a pressão extrema associada a uma ocorrência reconhecidamente excecional (APA, 2011). De um modo aproximado, segundo a edição de 2012 da Tabela de marés do Instituto Hidrográfico (IH), a variação de pressão de 10 hectopascal (milibares) corresponde a uma variação do nível das águas do mar de 0.09 m.

Em Portugal Continental é normal utilizar os valores relativos ao temporal de Fevereiro de 1941, o mais violento desde que há registos sistemáticos da pressão atmosférica em estações meteorológicas, durante o qual a pressão atmosférica mínima registada no Observatório do Infante D. Luiz (Lisboa) foi de 950 mb, o que corresponde ao valor de 961 mb ao nível do mar (APA, 2011). No entanto, as diferenças resultantes da variação de pressão nas alturas de água, raramente ultrapassam valores de 0.3 a 0.4 m (IH, 2012).

Variação do nível do mar

Em resultado de diversos fatores, em que o aquecimento global da atmosfera tem um papel determinante, estima-se que as consequências em termos de elevação do nível do mar venham a ser bastante significativas durante o corrente século. O 4º Relatório “*Climate Change 2007*” (*Fourth Assessment Report*), elaborado por ocasião do *Intergovernmental Panel on Climate Change* (IPCC), que decorreu em Fevereiro de 2007, dita algumas

conclusões sobre este problema, nomeadamente as produzidas pelo WGI (*Working Group I*) – *The Physical Science Basis* (IPCC, 2007 e APA, 2011).

Com base em projeções realizadas a partir de análises de diversos modelos climáticos relativos a diferentes cenários (IPCC *Special Report on Emissions Scenarios* - SRES) estima-se que no decurso do corrente século XXI a subida do nível do mar será da seguinte ordem de grandeza (IPCC, 2007):

- Hipótese otimista (*low scenario*).....0,18 a 0,38 m (1,8 a 3,8 mm/ano)
- Hipótese pessimista (*high scenario*).....0,26 a 0,59 m (2,6 a 5,9 mm/ano).

2.1.4. Regime de agitação marítima

Segundo Coelho (2005), os fenómenos de agitação marítima designados por ondas e vagas envolvem uma caracterização de períodos em que a escala dos tempos é da ordem dos segundos. A agitação ao largo é entendida como agitação em águas profundas, que corresponde a uma profundidade superior a metade do comprimento de onda. A caracterização do regime desta agitação obtida através de registos bóia ondógrafo, permite consequentemente caracterizar o regime da agitação da zona afetada pela estrutura de defesa costeira, através de modelação numérica.

O Instituto Hidrográfico dispõe de quatro bóias ondógrafo Datawell na costa portuguesa, nomeadamente em Leixões, Sines, Faro e Nazaré, sendo esta última a mais recente e a de Faro a mais antiga, fundeada em 1986. A informação disponibilizada pelo IH é o resultado do processamento em tempo real dos registos de 10 minutos: altura significativa, altura máxima, período médio, período máximo, direção de pico e a temperatura da água à superfície (IH, 2012).

Para caracterizar a agitação ao largo, a informação necessária corresponde aos valores relativos à altura de onda significativa (H_s), que correspondem à média do terço mais elevado das alturas de onda de zero ascendente, ao do período de onda médio (T_{HS}), correspondente à média dos períodos das ondas que foram utilizadas no cálculo da altura significativa e por fim, à direção média associada ao período de pico (D_{Tp}). Posteriormente, para se obter a agitação no local de implantação da estrutura costeira é feita a transposição do regime definido ao largo para esse local, utilizando um programa de cálculo automático adequado, considerando os fenómenos de deformação da onda (refração, empolamento, etc.).

2.1.5. Regime de ventos

Se a estrutura de defesa costeira pretender facilitar a navegação, isto é, se também estiver associada a obras portuárias, é fundamental definir o regime de ventos da zona onde se pretende realizar a obra. Para caracterização do regime de ventos da área em estudo utilizam-se os dados da Estação Climatológica mais perto que seja característica do local ou então através dos dados publicados pelo Instituto Português do Mar e Atmosfera. A informação que a estação climatológica fornece corresponde à velocidade e direção do vento (APA, 2011). O objetivo é determinar quais os ventos predominantes (nas várias alturas do ano), os períodos de calma e as velocidades médias do vento associadas a cada direção.

2.1.6. Notas finais

Como se pode verificar são muitos os fatores ambientais a ter em consideração na escolha do tipo de obra de defesa costeira a implementar em determinado local. No entanto, por vezes o fator económico, na análise de todas as soluções possíveis de implementar, torna-se determinante, pelo que é necessário encontrar a solução que apresente melhor relação custo-benefício, embora pese a dificuldade em quantificar muitos dos aspetos envolvidos. Encontrar a melhor solução de defesa costeira a adotar não é fácil, visto que não existem soluções ideais sob o ponto de vista técnico, ambiental e económico. O que existem são soluções que provisoriamente, a curto ou a longo prazo, cumprem a sua função para determinado local, mas que podem ou não ser favoráveis a outro (sotamar).

Como em muitos outros domínios, todas as soluções apresentam aspetos positivos e negativos que terão de ser equacionados e ponderados, num esforço de maximizar os primeiros e mitigar os segundos (IH, 2012). Verifica-se, desta forma, que o estudo que antecede o projeto é fundamental, uma vez que obras mal estudadas ou improvisadas correm o risco de agravar a erosão na área ou em zonas adjacentes.

2.2. Ações

O conhecimento das ações e dos seus efeitos sobre a estrutura é imprescindível para o dimensionamento de uma obra de defesa costeira. Segundo Pita (1986), as ações sobre um quebra-mar são a agitação marítima, as marés, as correntes, os sismos e os tsunamis. No

entanto, refere que a maré não afeta diretamente a estabilidade dos quebra-mares, dada a lentidão da variação da cota da superfície livre da água. No que respeita às correntes que a maré provoca, todavia, podem originar infra-escavação, se os fundos forem de areia, e contribuir também para a deterioração dos materiais dos blocos e para a atuação direta da agitação marítima sobre zonas situadas a diferentes cotas do manto (Pita, 1986). Para Pita (1986) e Taveira-Pinto e Neves (2003), dada à sua severidade, a agitação marítima é a ação que mais afeta a estabilidade destas estruturas, podendo mesmo levar à ruína. Pelo fato da agitação marítima ser a ação mais preponderante no dimensionamento de estruturas de defesa costeira, neste documento será dado maior relevo à caracterização da onda de projeto (parâmetro representativo da agitação marítima).

Segundo Pita (1986) desconhece-se a ocorrência de acidentes em quebra-mares de talude, no Oceano Atlântico, causados por sismos ou tsunamis.

2.2.1. Agitação marítima

Segundo Coelho (2005), ondas, vagas, seichas e tsunamis são diferentes tipos de agitação marítima. Os tsunamis são ondas de translação ou sequência de ondas induzida por qualquer deslocação brusca do fundo marinho (sismos com epicentro no mar, explosões vulcânicas, movimentos de massa submarinos, etc.), sendo de realçar a elevada incapacidade científica na sua previsão. As seichas são ondas de oscilação de longo período, com particular importância no estudo dos estados de agitação em interior de portos, nomeadamente associados a fenómenos de ressonância. As vagas são ondas com períodos inferiores a cerca de 8 segundos que são geradas por ventos locais, pelo que não houve tempo (e distância) suficiente para que estes transmitissem à superfície oceânica grande quantidade de energia. Têm normalmente declividade elevada (são altas e curtas), apresentando frequência bastante irregular, quer na direção, quer no período (RGCI, 2012). As ondas marítimas, em comparação com as vagas, propagam-se longe da zona onde foram geradas, sendo por isso, mais regulares devido a um efeito natural de “filtro”. No entanto, dentro de um mesmo estado de agitação existe variabilidade das características das ondas, que pode ser representada por espectros de energia de banda larga ou banda estreita, consoante a maior ou menor irregularidade de alturas e períodos de onda (Coelho, 2005). Em seguida, descrevem-se algumas representações das grandezas que caracterizam a onda, como a altura, período, comprimento e declividade (Figura 2.1), e tecem-se alguns

comentários relativos aos fenómenos existentes de alteração e deformação das ondas, na sua propagação em direção à costa.

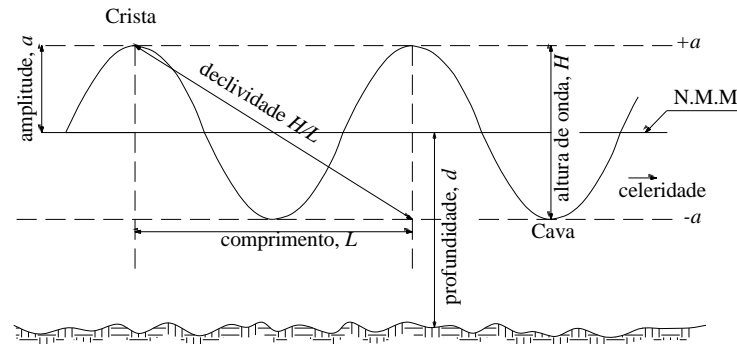


Figura 2.1: Características da onda (adaptado de RGCI, 2012).

Altura de onda

Existem várias representações das alturas de onda, sendo algumas delas definidas em seguida, por ordem decrescente das suas alturas:

- Altura de onda máxima: $H_{m\acute{a}x}$. Este parâmetro refere-se à onda com maior altura e período que ocorre durante um registo (Sancho, 2002).
- Altura média do décimo superior: $H_{1/10}$. Altura média da onda que é excedida por 10% das ondas, ou ainda, a média das alturas de onda dos 10% das ondas maiores. As ondas de um registo são contadas e selecionadas por ordem decrescente de altura até um décimo do número total de ondas registadas durante um determinado intervalo de tempo. A média dessas alturas é calculada e definida, então, como $H_{1/10}$ (Goda, 1985).
- Altura de onda significativa: H_s . Altura média do terço mais alto das ondas. Para calcular a altura de onda significativa são contadas e selecionadas por ordem decrescente de altura até um terço do número total de ondas registadas durante um intervalo de tempo considerado. A média dessas alturas é calculada e definida como H_s (Goda, 1985 e Sancho, 2002).
- Altura de onda média: \bar{H} . Altura média de todas as ondas de um registo.
- Altura de onda média quadrática: H_{rms} . Raiz quadrada da média dos quadrados das alturas de onda de um registo (Sancho, 2002). Este parâmetro é definido pela Expressão 2.1.

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum H^2}{N}} \quad (2.1)$$

O parâmetro N corresponde ao número total de ondas de um registo e H à altura de onda.

Altura de onda equivalente em águas profundas, H'_0

A análise do processo de transformação da onda é frequentemente facilitada pela introdução do conceito de onda equivalente ao largo. Esta onda é uma onda hipotética determinada com a finalidade de ajustar as alturas das ondas afetadas pelo fenómeno de refração, difração ou outros fenómenos de alteração da agitação, na propagação em direção a costa, de modo que a estimativa da transformação e deformação da onda possa ser mais facilmente realizada quando se lida com uma topografia complexa (Goda, 1985).

Segundo Goda (1985) a altura de onda equivalente ao largo (correspondente à altura de onda significativa) pode ser definida pela Expressão seguinte.

$$H'_0 = K_d K_r (H_s)_0 \quad (2.2)$$

Em que $(H_s)_0 = H_0$, isto é, corresponde à altura de onda significativa ao largo, K_r ao coeficiente de refração e K_d ao coeficiente de difração (apenas aplicável de existirem obstáculos naturais à normal propagação da onda, por exemplo, a existência de uma ilha).

Na Figura abaixo, os raios de ondas imaginárias, isto é, as ondas equivalentes em águas profundas, estão representadas por linhas a tracejado, e é especificada a variação destas em vários locais, em vez de uma altura de onda uniforme em águas profundas.

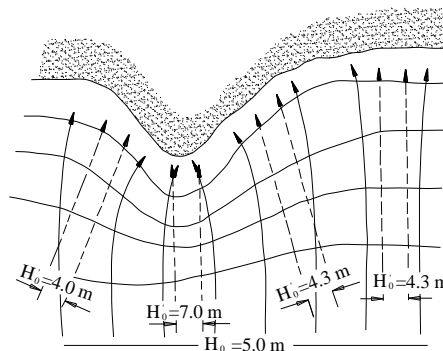


Figura 2.2: Esquema representativo das ondas equivalentes em águas profundas, sujeitas ao fenómeno de refração (adaptado de Goda, 1985).

Goda (1985) refere ainda que o uso do conceito de altura de onda equivalente é restringido ao âmbito da onda significativa como representante de um grupo de ondas. Este conceito não é aplicado a outras grandezas, como a maior onda ou a onda média.

Período de onda

O período de pico (T_p) é o período que permite caracterizar o período associado ao sistema de ondas predominante, isto é, correspondente à frequência com maior densidade espectral. É um parâmetro importante porque é representativo das ondas mais energéticas. O período médio de onda (T_m) equivale à média dos períodos observados durante determinado tempo de observação. Representa o período típico das ondas registadas durante esse tempo (IH, 2012 e RGCI, 2012).

A relação entre o período de pico e o período médio de onda, T_p/T_m , geralmente situa-se entre valores de 1.1 e 1.25 (CIRIA, 2007a).

Comprimento de onda

O comprimento de onda ao largo, isto é, para grandes profundidades, é dado em função da aceleração da gravidade, g , e do período de onda, T . Para pequenas profundidades, o comprimento de onda local é obtido a partir do comprimento de onda ao largo e da profundidade do local (CIRIA, 2007a).

Declividade da onda

A declividade da onda é definida pela razão entre a altura da onda e o comprimento de onda, ou seja, H/L . Desta forma, deduz-se que a declividade da onda para grandes profundidades, s_o , é dada em função do período e altura de onda (CIRIA, 2007a).

Fenómenos de alteração da onda

A agitação local difere da que se verifica ao largo, devido a diversos fenómenos que ocorrem ao longo da propagação com deformação das ondas até à costa. Enquanto as características ao largo se podem assumir aproximadamente idênticas numa larga extensão, as características junto à costa são próprias de cada local, já que são influenciadas pelos fundos e pelo “recorte” da costa.

Uma onda, na sua propagação para a costa, como resultado da sua interação com os fundos e fronteiras sólidas (praias, falésias, estruturas costeiras, etc.), fica sujeita a vários fenómenos de transformação, entre os quais se destacam, a refração, a difração, o empolamento, a reflexão, a rebentação, o espraçamento e o refluxo. Não sendo estes objeto de estudo do presente trabalho, faz-se apenas referência à bibliografia, onde se pode analisar com mais detalhe os diversos fenómenos de refração, empolamento e rebentação, visto que, a sua compreensão tem influência nos capítulos seguintes, nomeadamente, no que concerne ao cálculo da altura de onda de projeto e do peso dos blocos do manto resistente da estrutura costeira. Assim sendo, pode consultar-se Veloso-Gomes (1981), Goda (1985), Veloso-Gomes (1995) e Sorensen (1997).

2.2.2. Marés

O fluxo e o refluxo das águas do mar junto à costa e consequente variação do nível da água do mar são o resultado da variação da distância relativa entre os astros (essencialmente Terra, Lua e Sol) e de ações meteorológicas (vento e pressão atmosférica). Assim, consoante a origem, definem-se dois tipos de maré, nomeadamente, maré astronómica e maré meteorológica.

Maré astronómica

As características principais da maré astronómica podem ser sintetizadas de forma periódica e previsível. Usualmente, a maré resulta na regular oscilação do nível da água, de variável magnitude em altura e com período usual mais comum de 12,42 horas (semi-diurna), correspondendo portanto a uma onda de longo período (Alfredini, 2005).

Maré meteorológica

De acordo com Alfredini (2005), as condições meteorológicas podem alterar consideravelmente a altura e horário de uma determinada maré, e as pressões atmosféricas também podem sobreelevar o nível (pressão baixa) ou rebaixá-lo (pressão alta). O efeito combinado de ventos com baixas pressões corresponde às marés meteorológicas positivas, que constituem ameaça de inundação para as áreas costeiras mais baixas. O efeito oposto é conhecido como maré meteorológica negativa, sendo problemático em águas pouco profundas para navegação.

2.2.3. Correntes

Em termos práticos, designa-se por corrente a componente horizontal da velocidade de escoamento da água. No âmbito do estudo das marés, as correntes podem ser classificadas em correntes de maré e correntes residuais. As correntes de maré estão associadas às marés astronómicas e variam no tempo com as mesmas periodicidades da maré, as quais são fixadas pelas leis do movimento do Sol e da Lua. As correntes residuais não estão associadas à atração exercida pelos astros, e incluem correntes permanentes devidas à circulação geral, correntes devidas a efeitos meteorológicos, descargas de rios, etc. (IH, 2012).

As correntes com origem no vento são denominadas de correntes de deriva e outras, com origem na sobrelevação do nível das águas perto da zona da costa, são definidas como correntes de talude. As correntes são definidas a diferentes profundidades e em cada ponto num dado instante pela sua direção e velocidade. Podem ainda ter origem na ondulação, correntes de transporte litoral, e na repartição da densidade da água salgada (Souto, 1989).

Capítulo 3

ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

3. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA DE TALUDE

As obras de defesa costeira são estruturas que têm como principal objetivo proteger o litoral da ação erosiva provocada pela agitação marítima. Acontece que, a decisão, para cada caso concreto, da obra mais adequada para resolver a situação de erosão costeira nem sempre é uma equação fácil, tornando-se muitas vezes um problema muito complexo, exigindo um estudo aturado e de grande reflexão e ponderação.

Pretende-se, no presente capítulo, começar por descrever e caracterizar a secção transversal típica de estruturas de defesa costeira, nomeadamente a sua secção transversal de talude. Posteriormente, expõem-se alguns dos principais tipos de obra de defesa costeira, nomeadamente, esporões, obras longitudinais aderentes, quebra-mares destacados (galgáveis ou não) e quebra-mares destacados submersos. Esta exposição pretende servir de base teórica à tomada de decisão do tipo de estrutura a implementar, tentando clarificar os principais objetivos a que se destina cada tipo de obra, as funções que cada uma desempenha, o seu campo de aplicação e algumas vantagens e desvantagens associadas à sua construção. Apresenta-se também neste capítulo alguns dos principais materiais disponíveis para a realização deste tipo de estruturas, mais precisamente os tipos de blocos comumente usados na constituição do principal elemento estrutural destas estruturas (manto resistente). Por fim, faz-se referência à importância de monitorização de obras de defesa costeira, visto que esta ação, para além de necessária para o planeamento de reparações, contribui para a obtenção de informação útil para o desenvolvimento de novos projetos e até mesmo manutenção de estruturas análogas.

3.1. Descrição/constituição

As estruturas de talude são obras costeiras de secção transversal trapezoidal, que constituem um obstáculo à propagação normal da agitação, permitindo a dissipação da sua energia. O mecanismo de dissipação está relacionado com a percolação no seu interior e com a rebentação da agitação no próprio talude (Taveira-Pinto e Neves, 2003).

Na sua grande maioria, os quebramares de talude são constituídos por (Coelho, 2012):

- Fundação;
- Núcleo de enrocamento não selecionado (T.O.T.-“Todo-o-Tamanho”);

- Filtros ou mantos intermédios que correspondem a uma ou mais camadas de enrocamento selecionado, de pesos iguais ou diferentes, destinados a evitar a saída de finos do núcleo e a aumentar a porosidade do talude exposto diretamente à ação das ondas;
- Manto resistente, constituído por blocos naturais ou artificiais de peso W , em geral colocados em duas fiadas (ou camadas), exposto ao embate direto das ondas e desenvolvendo-se até uma profundidade da ordem de $1.5H$ (sendo H a altura da onda de projeto);
- Risberma ou patamar de apoio, constituindo o remate inferior do manto resistente, constituído por um prisma de enrocamento;
- Berma ou plataforma, superfície horizontal na zona do coroamento;
- Coroamento, linha (ou superfície) definida pelos pontos de cota máxima da estrutura.

A Figura 3.1 ilustra o perfil tipo de estruturas de talude.

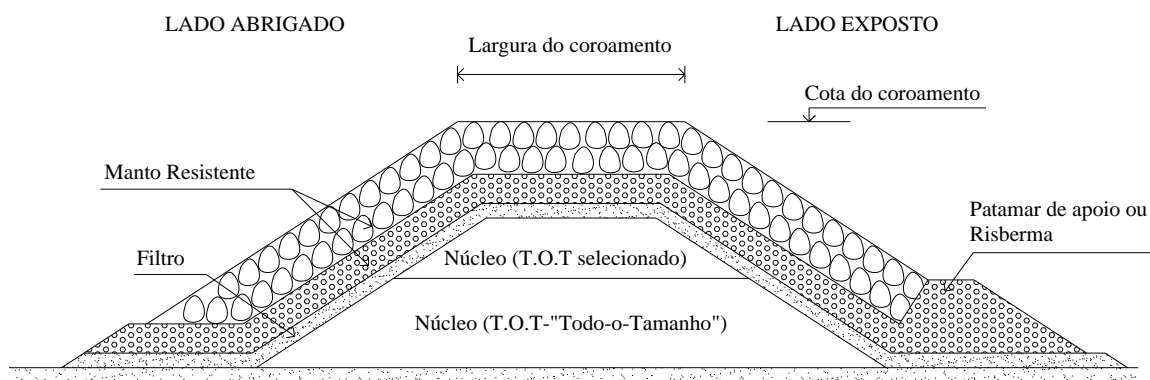


Figura 3.1: Designação das partes constituintes do perfil corrente de uma estrutura de talude (adaptado de Pita, 1986; Fleming *et al.*, 1998 e Coelho, 2012).

3.2. Tipos de obras de defesa costeira

Dentro da categoria de “estruturas de defesa costeira” podem definir-se dois principais tipos de estruturas:

- Estruturas perpendiculares à linha de costa, sendo um exemplo destas o esporão;

- Estruturas paralelas à linha de costa, tais como obras longitudinais aderentes e quebra-mares destacados.

Enquanto que as obras ditas perpendiculares à linha de costa têm como principal objetivo reter o transporte litoral, formando praias por depósito de areias ou aumentando as existentes, as obras paralelas à linha de costa são previstas para reduzir o efeito da energia das ondas, sendo elas destacadas ou enraizadas.

Em seguida, descrevem-se algumas destas estruturas de defesa costeira com aplicação no âmbito de estudo do presente trabalho: esporões ou campo de esporões, obras longitudinais aderentes, quebra-mares destacados (galgáveis ou não) e quebra-mares destacados submersos.

3.2.1. Esporões

Os esporões são estruturas de proteção costeira, geralmente posicionados em linha reta e perpendiculares à linha de costa, que têm como principal objetivo a retenção do transporte longitudinal de sedimentos, formando praias por depósitos de areias (Coelho, 2005). Este tipo de estruturas pretende assim a estabilização de um trecho de praia natural ou artificialmente alimentada contra a erosão (Burcharth e Hughes, 2011a). São estruturas normalmente executadas em blocos de enrocamento, blocos de betão, cortinas de estacas-prancha metálicas ou em madeira (Coelho, 2005).

Para que o esporão cumpra a função para a qual foi projetado, é necessário que se verifique transporte sedimentar longitudinal no local de implantação da estrutura. Nessas condições irá ocorrer a acumulação de areias a barlar e erosão a sotamar da estrutura. Caso contrário, se o transporte sedimentar longitudinal não existir, esta obra de defesa costeira não deve ser adotada, a menos que seja conjugada com outras soluções de defesa, tal como a alimentação artificial de praias (Coelho, 2005).

Os esporões podem ser empregues de forma isolada ou em conjunto, formando aquilo que se designa por campo de esporões. Este último caso é aplicado quando a zona de praia a proteger é extensa e a construção de um único esporão não é suficiente para defender toda a linha de costa.

O efeito da construção de um esporão isolado na linha de costa será a deposição pontual de areias a barlar da zona de implantação e erosão a sotamar, enquanto que, a construção

de um campo de esporões resultam em praias com forma de dente de serra e num diferencial de nível da praia em ambos os lados do esporão (Figura 3.2).



Figura 3.2: Campo de esporões (praia em forma de dente de serra).

No que respeita à configuração em planta, para além da sua forma simples (em linha reta, perpendicular à linha de costa), os esporões podem ocasionalmente ser construídos em forma de Y, Z, L ou T. Estas três últimas configurações (Z, L, T) incluem uma seção de cabeça paralela à costa que atua para bloquear e difratar a energia das ondas antes de chegar ao litoral, criando assim uma zona de abrigo, com acumulação de alguma areia a sotamar do seu enraizamento (Taveira-Pinto, 2001 e Mark *et al.*, 2003). Esporões em T e esporões em L (Figura 3.3) são projetados para a proteção do limite costeiro, onde as forças de mobilização incluem correntes de maré bem como correntes de onda geradas, e onde os objetivos do projeto estão mais focados na compartimentalização e estabilização da costa do que na largura da praia crescente (Mark *et al.*, 2003).



Figura 3.3: Esporão em forma de L (CIRIA, 2007b).

De acordo com CIRIA (2007b), a cabeça em rabo de peixe (Figura 3.4) dos esporões em Y tem por base 2 objetivos: melhorar a eficiência da estrutura no processo de difração das ondas, reduzindo a sua energia e proporcionando a acreção de material de praia, e reduzir a tendência de reflexão das ondas a sotamar da estrutura, ajudando a prevenir a erosão da costa pela ação das correntes.

Para uma consulta mais detalhada do funcionamento de cada tipo de esporão deve consultar-se CIRIA (2007b), Castanho (1962) e Reeve *et al.* (2004).

Por outro lado, Burcharth e Hughes (2011a) referem que estes refinamentos da forma do esporão, em comparação com a forma tradicional, não são geralmente considerados eficazes para melhorar o seu desempenho.



Figura 3.4: Esporão em forma de Y (CIRIA, 2007b).

Segundo Burcharth e Hughes (2011a), a posição da extremidade da estrutura, no mar, é determinada de modo a que o esporão retenha alguma proporção do transporte longitudinal durante as mais severas condições de onda. Isto significa que o esporão deve intercepar a zona de transporte litoral, extensão que é determinada pela largura da zona de rebentação. Assim, os esporões podem ser classificados como longos ou curtos, consoante intercepar toda a zona de rebentação ou apenas parte dela. Os que se estendem por toda a zona de rebentação são considerados longos, enquanto que aqueles que abrangem somente parte desta zona são considerados curtos. Estes termos são relativos, uma vez que a largura da zona de rebentação varia de acordo com o nível da água, a altura das ondas e o perfil de praia. No entanto, a maioria dos esporões são projetados para funcionar como estruturas curtas durante estados de mar severos e longos em condições normais (Burcharth e Hughes, 2011a). De acordo com CIRIA (2007b), o comprimento de um esporão é

influenciado pela extensão da costa que se pretende proteger, no entanto deve ser superior a 3 vezes o comprimento de onda local e menor do que a metade da largura da zona litoral ativa.

Quanto à altura, este tipo de estruturas pode ser classificado como alto ou baixo, dependendo da possibilidade de transporte de sedimentos através da crista. Taveira-Pinto (2001) e Burcharth e Hughes (2011a), referem que a consideração de uma elevação variável da crista (acompanhando se possível o perfil da praia), materializando aquilo que se designa por esporão mergulhante, pode constituir uma boa solução, uma vez que se poderão conseguir economias significativas de custos na construção da estrutura.

Os esporões podem ainda ser classificados em permeáveis e impermeáveis dependendo se este constitui ou não uma barreira aos sedimentos que o atravessam. De acordo com Burcharth e Hughes (2011a) alguma quantidade de sedimentos que atravessa o esporão é benéfica para obter um efeito bem distribuído de retenção ao longo da costa. Os mesmos autores referem ainda que esporões baixos e permeáveis têm a vantagem de proporcionar uma redução na reflexão das ondas e na formação de correntes de retorno, comparativamente com esporões altos e impermeáveis.

Castanho (1962) refere que o espaçamento entre esporões é função do seu comprimento, da direção das ondas e da intensidade do transporte sedimentar. Gomes (1977) apresenta uma proposta para este valor referindo que este deverá ser igual ao comprimento dos mesmos, multiplicado por um coeficiente, que varia desde 1 a 3 ou 4, sendo frequente utilizar-se os coeficientes de 1.5 a 2.

Assim a orientação, comprimento, altura, permeabilidade e espaçamento dos esporões definem, em determinadas condições naturais, a alteração real da linha de costa e o nível da praia.

Segundo Mark *et al.* (2003), Coelho (2005) e Burcharth e Hughes (2011a), por vezes a construção de uma solução mista é necessária para proteger a zona de praia a sotamar, associando por exemplo um esporão a uma obra longitudinal aderente (Figura 3.5) ou então alimentando uma parte da área erodida com material de uma fonte alternativa. Estas intervenções mistas surgem em zonas muito críticas, como uma tentativa de mitigar os impactos negativos e minorar custos associáveis a cada uma das intervenções se fossem consideradas isoladamente (Coelho, 2005).



Figura 3.5: Solução mista: Esporão associada à construção de uma obra longitudinal aderente.

Segundo Castanho (1962) e Taveira-Pinto (2001) um dos aspetos mais importantes relacionados com a construção de um campo de esporões tem a ver com o faseamento da sua construção (Figura 3.6). A construção deve decorrer de sotamar para barlar de forma a permitir o enchimento equilibrado das praias com menor erosão a sotamar. Por outro lado a execução faseada deste tipo de estruturas, aguardando pelo comportamento do que já foi executado, possibilita a eventual redefinição do comprimento de cada esporão em função da evolução no tempo do processo de enchimento (Veloso-Gomes, 1987).

Já de acordo com Mark *et al.* (2003), a construção de um campo de esporões deve garantir o contorno do transporte sólido. Para isso, o mesmo autor defende que a sua construção deve ser acompanhada da colocação simultânea de material de enchimento e ainda garantir um afunilamento do sistema de esporão a sotamar, ou seja, diminuindo progressivamente o seu comprimento na direção sotamar (Figura 3.7), para proporcionar uma transição suave para a margem adjacente desprotegida.



Figura 3.6: Construção de um esporão (pertencente a um campo de esporões).

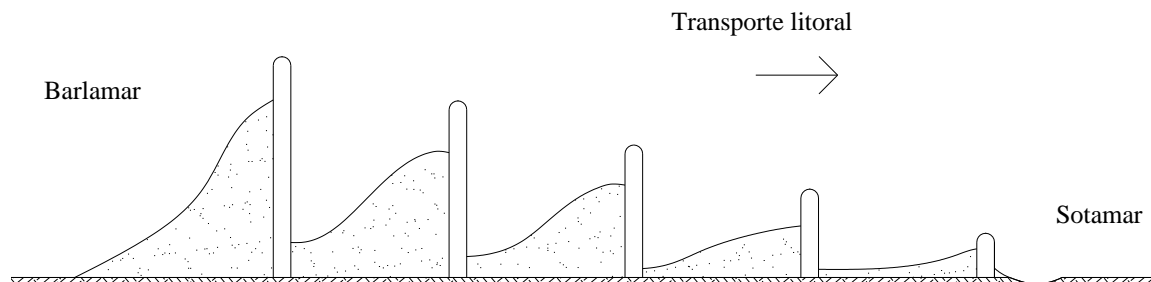


Figura 3.7: Esquema de um campo de esporões afunilado.

Coelho (2005) refere ainda que esgotada a capacidade limite, o esporão deixa de constituir um obstáculo à passagem de caudal sólido e o déficit sedimentar que existe a sotamar volta a ser igual ao déficit sedimentar de barlamar. Por este motivo, o agravamento do processo erosivo a sotamar apenas se manifesta durante o período de enchimento do esporão, decrescendo progressivamente no tempo. No entanto, se o esporão for extenso em termos relativos, ainda que saturado, os sedimentos que passarão a contornar a sua cabeça poderão ficar a profundidades relativas tais que as ondas de pequena e média energia não têm capacidade de transportar os sedimentos para as praias imediatamente a sotamar. Quando muito essa reposição verificar-se-á a distâncias consideráveis do esporão.

Em suma, a eficiência do esporão dependerá sempre da existência de transporte sólido litoral, das suas dimensões e das características de implantação deste.

3.2.2. Obras longitudinais aderentes

As obras longitudinais aderentes (Figura 3.8), colocadas paralelamente à costa e ligadas a esta, de acordo com um determinado alinhamento, podem desempenhar, consoante o fim a que se destinam, três funções distintas: resistir à ação direta da agitação, delimitar arruamentos e/ou aterros marginais, exercendo neste caso a função de retenção de solos, e evitar o galgamento e inundação das áreas adjacentes devido a ondas e tempestades (Taveira-Pinto, 2001 e Burcharth e Hughes, 2011a). Estas obras são geralmente utilizadas em situações de emergência em zonas seriamente atacadas pelo mar, protegendo passeios, estradas e edificações localizadas muito perto do perfil de praia natural (Burcharth e Hughes, 2011a).



Figura 3.8: Obra longitudinal aderente da Vagueira.

De acordo com Burcharth e Hughes (2011a) as obras longitudinais aderentes podem ser classificadas como estruturas verticais ou de talude. Na sua construção podem ser considerados paramentos verticais, inclinados, compostos, curvilíneos (defletor) ou em degraus, conforme a sua função principal e a conceção considerada (Taveira-Pinto, 2001). A Figura seguinte ilustra um esquema da secção transversal típica de obras longitudinais aderentes de talude.

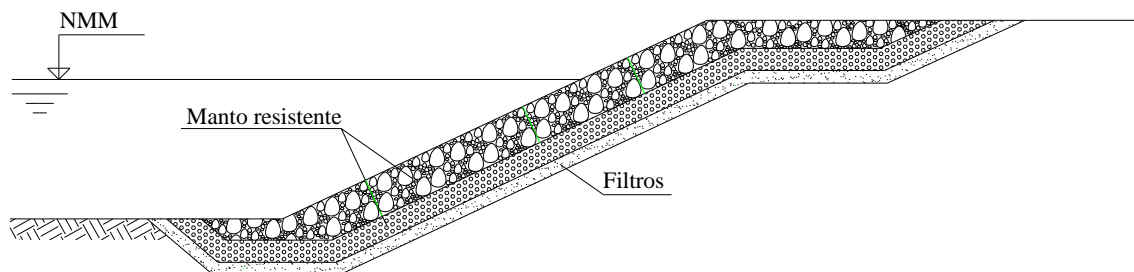


Figura 3.9: Perfil tipo de uma obra longitudinal aderente (baseado em Burcharth e Hughes, 2011a).

A solução estrutural consiste na colocação de enrocamento (ou blocos de betão) ao longo de uma face da duna ou num talude inclinado da praia, reduzindo a ação das ondas, por absorção da energia nas faces e espaços vazios dos blocos de enrocamento (Coelho, 2005). O comprimento da estrutura é coincidente com a extensão da zona que se quer proteger, visto ser um tipo de obra que apenas protege as áreas adjacentes. A altura da estrutura deve ser o maior possível, de modo a evitar galgamentos, visto que estes para além de colocarem em risco as áreas protegidas podem causar o colapso da estrutura.

De entre os aspetos de construção e conceção que mais condicionam a eficiência deste tipo de estruturas são de salientar as infraescavações, os assentamentos e os galgamentos. A incorreta consideração ou previsão destes aspetos no funcionamento dessas estruturas poderá causar a sua destruição parcial ou total, aquando ações extremas da agitação, perdendo a eficácia desejada na defesa da linha de costa. Quando as fundações não atingem estratos rochosos e as erosões são acentuadas, os riscos de instabilidade por infraescavações são muito maiores (Taveira-Pinto, 2001).

Segundo Burcharth e Hughes (2011a) estas obras tornam-se particularmente vulneráveis na sua fundação devido a erosões junto à base da estrutura, na zona do pé de talude, e, ao aumento da ocorrência de galgamentos e dos fenómenos de reflexão, espraçamento e refluxo da onda. Devido a essa fragilidade, as obras aderentes, são muitas vezes implementadas em conjunto com outros métodos de defesa costeira, como esporões ou alimentação artificial de areias (Alfredini, 2005 e Burcharth e Hughes, 2011a). Segundo Coelho (2005) encontram-se obras longitudinais aderentes associadas a quase todos os campos de esporões construídos em Portugal.

3.2.3. Quebra-mares destacados galgáveis e não galgáveis

Os quebra-mares destacados diferem das estruturas longitudinais aderentes pelo fato de estarem desligadas da linha de costa. Estas estruturas para além de serem projetadas com o objetivo de proteger uma praia por efeito de abrigo relativamente à agitação, podem ainda ter outras funcionalidades, como a criação de uma zona calma para refúgio de pequenas embarcações ou deslocação da zona de deposição de areias da entrada de canais de navegação (Taveira-Pinto, 2001 e Burcharth e Hughes, 2011a).

Os quebra-mares destacados, analogamente ao que acontece com os esporões, podem ser empregues de forma isolada ou em conjunto, quando se pretende proteger trechos substanciais de praia. O efeito da construção de um campo de quebra-mares destacados na linha de costa resulta em praias com forma de bolso (Figura 3.10). Segundo Burcharth e Hughes (2011a), uma vez formadas, estas bolsas vão causar refração das ondas o que ajuda a estabilizar a linha de costa neste formato.

A eficácia deste tipo de obras deve-se à dissipação da energia provocada, proporcionando uma zona de abrigo e gerando correntes de difração da zona de maior agitação para a zona

de menor agitação. Estas correntes que transportam sedimentos provocam deposição de areia a sotamar da estrutura destacada e um reajustamento dos fundos para uma nova configuração de equilíbrio que compense a ação dessas correntes (“tômbolo”). Estas correntes de difração são importantes e ocorrem mesmo que não haja transporte longitudinal de sedimentos significativo, justificando-se o emprego destas estruturas na ausência desse transporte (Taveira-Pinto, 2001).



a) Campo de quebra-mares destacados



b) Quebra-mar destacado (molhe Sul da Barra do Douro)

Figura 3.10: Quebra-mares destacados (praia em forma de bolso).

Pelo que se conhece sobre o funcionamento hidráulico dos quebra-mares destacados e sobre as várias aplicações existentes, todas elas distintas e com diferentes solicitações, conclui-se não ser fácil estabelecer relações consolidadas entre os principais parâmetros para o projeto deste tipo de estruturas, nomeadamente: o comprimento do quebra-mar e distância à linha de costa, o comprimento do quebra-mar e profundidade de água, o afastamento entre quebra-mares, o tipo de estrutura e altura do coroamento relativamente ao nível de preia-mar e deposição de areia e formação de tômbolo (Pereira, 1977 e Taveira-Pinto, 2001).

A altura de coroamento é definida em função do galgamento que a estrutura pretende admitir, ou seja, quanto menor o galgamento permitido maior será a altura de coroamento, embora do ponto de vista paisagístico e económico, essa altura deva ser relativamente baixa. De acordo com Taveira-Pinto (2001), a altura de coroamento terá que ser também relacionada com a variação dos níveis de maré, principalmente se estes forem significativos, pois não só afetam o aspeto paisagístico, como condicionam o seu funcionamento.

Toyoshima (1974) com base nas características de uma série significativa de sistemas de quebra-mares destacados e em alguns trabalhos experimentais, indica algumas regras para o seu dimensionamento, em função da implantação do quebra-mar destacado relativamente à profundidade da água. A Tabela seguinte resume essas regras.

Tabela 3.1: Regras para determinar o comprimento de um quebra-mar destacado (isolado ou em conjunto) e a distância entre eles em função da profundidade de implantação.

Quebra-mares destacados	
Profundidades reduzidas, ou seja inferiores à da rebentação	<p>Comprimento dos quebra-mares destacados = 3 a 5 vezes o comprimento de onda</p> <p>Distância entre 2 quebra-mares destacados = 1 vez o comprimento de onda</p> <p>Comprimento de um quebra-mar único = não superior a 10 vezes o comprimento de onda</p>
Profundidades médias, ou seja situados na zona de rebentação	<p>Comprimento dos quebra-mares destacados = 2 a 6 vezes o comprimento de onda</p> <p>Distância entre 2 quebra-mares destacados = 1 vez o comprimento de onda</p> <p>Comprimento de quebra-mar único = 3 a 10 vezes o comprimento de onda</p>

Segundo Burcharth e Hughes (2011a), o espaçamento entre os quebra-mares são, na maioria dos casos, na mesma ordem de grandeza que o comprimento de uma estrutura individual.

Segundo Taveira-Pinto (2001) e Mark *et al.* (2003) o emprego de quebra-mares destacados nem sempre é a solução mais vantajosa. A sua limitada orientação na concepção, os altos custos de construção e manutenção (exigindo equipamento flutuante) e a limitada habilidade para prever e compensar os fenómenos relacionados com a estrutura, como a erosão da praia adjacente e os efeitos dos assentamentos no desempenho da estrutura, são algumas das desvantagens que este tipo de estruturas acarreta. Taveira-Pinto (2001) refere ainda que a utilização de quebra-mares destacados em ambientes muito energéticos pode ser desaconselhada.

Assim, o correto funcionamento destas estruturas depende de vários parâmetros funcionais, dos quais se salientam: batimetria local, clima de agitação incidente, características dos sedimentos, profundidade de implantação, comprimento da estrutura, distância à linha de costa, distância entre estruturas adjacentes, cota de coroamento e concepção estrutural (Veloso-Gomes, 1987).

3.2.4. Quebra-mares destacados submersos

Os quebra-mares destacados submersos diferem dos quebra-mares destacados galgáveis ou não galgáveis pelo fato da sua cota de coroamento ser na maior parte dos casos inferior à do nível médio da água (Figura 3.11). Este tipo de estruturas tem como função permitir o amortecimento de energia através da pré-rebentação das ondas, com menores impactos visuais, embora à custa de menor eficiência na formação de tômbolos.



Figura 3.11: Quebra-mar destacado submerso do Porto de Leixões (assinalado com um círculo).

Os quebra-mares submersos produzem uma alteração da agitação, visto que apenas uma parte dessa agitação é transmitida, sendo a outra refletida. Por vezes estas estruturas são também designadas por bermas submersas, quando implantadas muito próximas ou mesmo aderentes às estruturas principais (como por exemplo um quebra-mar). Neste caso os quebra-mares destacados submersos servem para provocar a rebentação das ondas de maior altura (função da cota de coroamento e do comprimento de onda), sem absorverem diretamente o impacto do jato de água associado à rebentação, limitando assim a máxima altura de onda que poderá atingir a estrutura principal. Desta forma, é possível aligeirar a estrutura principal ou aumentar o seu grau de segurança (Taveira-Pinto, 2001).

A eficiência do quebra-mar destacado submerso depende da relação entre a altura de onda incidente e as correspondentes alturas de onda refletidas e transmitidas de forma a ser atingida a proteção desejada. A eficiência pode ainda variar de acordo com variação das cotas de água por ação das marés.

3.2.5. Notas finais

Como se pode verificar, na base da escolha do tipo de obra, estão as especificidades de cada estrutura de proteção costeira bem como as características do local de implantação e da zona que se pretende proteger. No entanto, para além destes fatores existem questões de ordem socioeconómica que têm de ser satisfeitas e que por vezes se tornam determinantes na decisão final do tipo de obra. Assim, há que ter em conta todas as condições de aplicação de cada tipo de estrutura, de modo a que seja possível decidir qual a solução mais adequada para cada projeto. Por exemplo, se no local de implantação da estrutura não existir transporte sedimentar longitudinal não devem ser adotadas estruturas transversais à linha de costa, uma vez que estas têm por objetivo reter esse mesmo transporte. Neste caso, deverão ser adotadas estruturas paralelas à linha de costa (destacadas ou não).

Na escolha do tipo de estrutura, para além de questões relacionadas com as características locais, de acordo com CIRIA (2007b), é também necessário ter em conta a função a que se destina a obra, o planeamento político para a linha de costa, as inter-relações com costas adjacentes e o impacto ambiental provocado pela construção da estrutura.

No fim, após várias reflexões terá de ser escolhida a obra mais conveniente do ponto de vista técnico, ambiental e económico, tendo por base uma análise custo-benefício. O estudo que antecede o projeto assume-se da maior importância para o pré-dimensionamento deste tipo de estruturas, uma vez que soluções mal projetadas poderão agravar ainda mais o processo erosivo. Por este motivo, para obras de grande envergadura aconselha-se ainda a validação dos resultados obtidos no pré-dimensionamento, recorrendo à modelação física da estrutura (Figura 3.12).

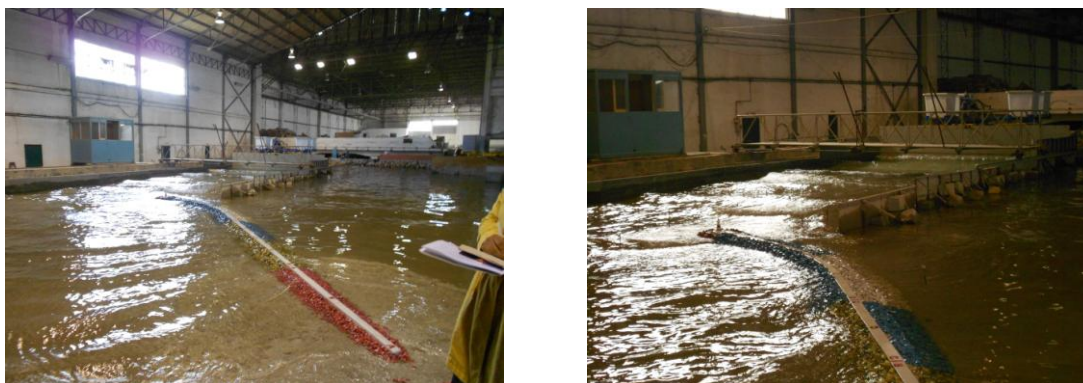


Figura 3.12: Ensaios no LNEC (modelação física do quebra-mar de Angeiras).

3.3. Tipo de material do manto resistente

O tipo de material do manto é diverso, podendo ser constituído por blocos naturais (graníticos ou basálticos), blocos artificiais (tetrápodes, blocos cúbicos, blocos cúbicos modificados, dolos, paralelepípedos, etc.), ou novos materiais como os blocos de betão de elevada densidade.

Segundo Pita (1986), o enrocamento foi o primeiro material utilizado para proteger uma dada zona de costa. No entanto, a dificuldade (ou impossibilidade) de obter blocos naturais de grandes dimensões obrigou a procurar outras soluções (blocos artificiais). Assim, a utilização de blocos artificiais tornou-se recorrente a nível mundial, tendo surgido inúmeros tipos de blocos pré-fabricados de betão. O aparecimento de um número tão vasto de blocos, deveu-se a duas razões principais:

- Insatisfação com as características (hidráulicas e estruturais) dos tipos preexistentes;
- Necessidade de pagamento dos direitos de autor para utilização de alguns desses tipos (em geral, os que melhores características apresentam), o que, em especial em pequenas obras, pode representar um encargo significativo no custo global.

Assim, a escolha do material depende das características estruturais e hidráulicas dos blocos utilizados, bem como de outros aspetos, nomeadamente de natureza económica, de segurança e da tonelagem exigida (Taveira-Pinto e Neves, 2003).

De acordo com Pita (1986), do ponto de vista hidráulico um bloco deve:

- Ser estável sob a ação das ondas, com o menor peso possível (ou ainda no caso de blocos de betão, com o menor volume total de betão possível);
- Dissipar a energia dessas ondas, reduzindo as velocidades das partículas de água no manto resistente e, portanto, reduzindo o espraçamento.

Face a estes considerandos, neste trabalho optou-se apenas por descrever de forma sucinta as principais características de alguns dos blocos artificiais mais utilizados, nomeadamente, tetrápodes, dolos, blocos cúbicos antifer e acrópodes.

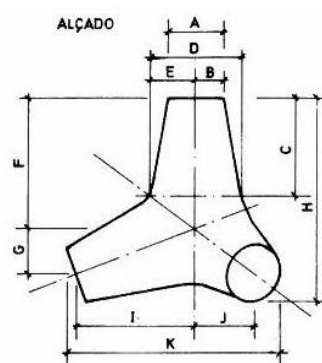
3.3.1. Tetrápodes

Inventado em França, em 1950, o tetrápode (Figura 3.13) é o bloco que maior número de aplicações teve em todo o mundo, muito embora nessa altura o seu emprego obrigasse ao pagamento de direitos de autor (Pita, 1986). O sucesso obtido deveu-se não só ao bom comportamento hidráulico que este tipo de blocos apresentava, como também à facilidade de fabrico e colocação em obra. Também desde logo se constatou o seu mau comportamento hidráulico quando utilizado em cabeças de estruturas costeiras, por ser um local bastante exposto à agitação marítima.

O tetrápode é um bloco que esquematicamente pode ser descrito como 4 pernas tronco-cónicas irradiando de um ponto central. Esta forma foi pensada de modo a que fosse possível estabelecer uma ligação entrelaçada entre os blocos, tornando assim o manto resistente consistente e com uma apreciável resistência mecânica a grandes impactos (Pita, 1985 e Pita, 1986). Apresentam-se na Tabela 3.2 as características geométricas deste tipo de blocos.



a) Aplicação de tetrápodes no lado exposto do quebra-mar Norte do Porto de Aveiro.



b) Alçado (Pita, 1986).

Figura 3.13: Tetrápodes.

Tabela 3.2: Características geométricas dos tetrápodes em função da altura do bloco (Pita, 1986).

$V=0.28H^3$	$F=0.644H$
$A=0.302H$	$G=0.215H$
$B=0.151H$	$I=0.606H$
$C=0.477H$	$J=0.303H$
$D=0.470H$	$K=1.091H$
$E=0.235H$	$L=1.201H$

3.3.2. Dolos

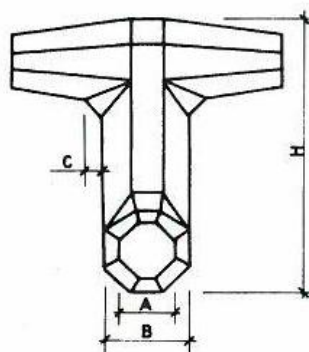
Os dolos (Figura 3.14), inventados pelo sul-africano E. Merrifield em 1963 surgiram, como muitos outros blocos de betão com o objetivo de minimizar os custos inerentes à construção de um pequeno quebra-mar no seu país, evitando assim o pagamento de direitos de autor para utilização dos tetrápodes. Ao fim de algum tempo, na década de 70, tornou-se a grande “moda” pois foi a primeira forma de blocos de betão a tomar partido do imbricamento destes, contrariamente com o que sucedia com as formas já existentes, que apenas resistiam ao peso próprio (Pita, 1986).

Segundo Merrifield e Zwamborn (1966), as grandes vantagens deste tipo de blocos residiam na boa estabilidade que estes apresentavam devido ao seu imbricamento (funcionamento em cadeia) e no comportamento e economia de uma camada dupla de dolos desarrumados, em relação a outros blocos, evidenciando pesos mais pequenos para a mesma onda de projeto, redução do volume de betão e menor espraçamento.

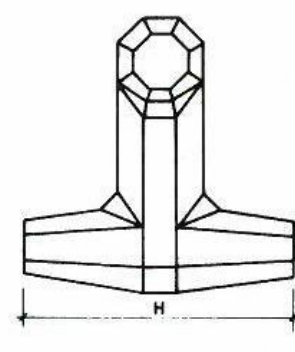
No entanto, segundo Pita (1986), a desvantagem dos dolos logo surgiu: verificava-se que a ruína destes blocos ocorria de forma repentina, logo que o manto resistente atingia uma percentagem de dano que anulava o efeito de imbricamento dos dolos. Como consequência da anulação do imbricamento, ao ocorrer quebras dos blocos rapidamente se atingia a ruína da estrutura, não possibilitando sequer a eventual recarga do manto resistente. Apresentam-se na Figura e Tabela seguintes as características geométricas deste tipo de blocos.



a) Aplicação real de dolos.



b) Alçado (Pita, 1986)



c) Vista lateral (Pita, 1986).

Figura 3.14: Dolos.

Tabela 3.3: Características geométricas dos dolos em função da altura do bloco (Pita, 1986).

$V=0.16H^3$	$B=0.32H$ a $0.36H^*$
$A=0.20H$	$C=0.057H$
*De acordo com Pita (1986) aconselha-se a utilização de $\frac{B}{H}=0.34\sqrt[6]{\frac{W}{20}}$. De notar que as características hidráulicas dependem do valor $\frac{B}{H}$.	

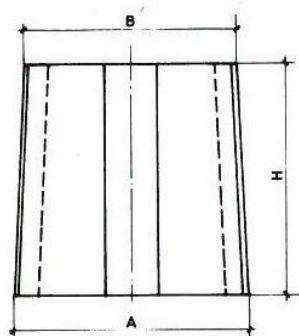
3.3.3. Cubos modificados

Devido à insuficiente resistência estrutural que alguns blocos apresentavam, face às ações em presença, verificou-se no final da década de 70 do século XX, a necessidade de procura de blocos mais resistentes a nível estrutural, surgindo os blocos cúbicos. No entanto, devido às suas insuficiências hidráulicas tentou-se introduzir pequenas modificações na sua geometria, que permitissem aumentar a porosidade do manto sem reduzir significativamente a estabilidade deste. A estes blocos chamam-se blocos cúbicos modificados. Existem vários tipos, no entanto o que mais aplicação tem tido é o bloco cúbico antifer (Pita, 1986).

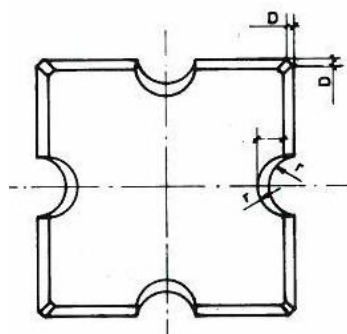
O bloco antifer (Figura 3.15) tem a forma de um tronco de pirâmide quadrangular, com uma ranhura vertical em cada uma das faces laterais. A Figura 3.15 e Tabela 3.4 seguintes mostram as características geométricas do cubo modificado antifer.



a) Aplicação de blocos Antifer no Porto de Sines.



b) Alçado (Pita, 1986)



c) Vista superior (Pia, 1986)

Figura 3.15: Cubos antifer.

Tabela 3.4: Características geométricas dos cubos antifer em função da altura do bloco (Pita, 1986).

$V=1.0247H^3$	$A=1.086H$
$B=1.005H$	$C=0.0955H$
$D=0.024H$	$r=0.1215H$

3.3.4. Acrópodes

A unidade de betão acrópode, foi o primeiro bloco de betão artificial de camada única (*single-layer*), desenvolvido por uma empresa francesa, Sogreah, em 1981. Este tipo de blocos tem sido amplamente utilizado, e conta já com cerca de 200 projetos até à data (CLI, 2013).

De acordo com CLI (2013), o emprego deste tipo de blocos, em todo o mundo, tem sido bem sucedido em grande número de projetos de quebra-mares durante os últimos 30 anos, revelando boa estabilidade e resistência hidráulica notável. Pioneira na camada única, CLI (2013) relata que este tipo de blocos artificiais tornou-se uma referência para o corrente dimensionamento de estruturas costeiras.

Por outro lado, Pita (1986) refere que a colocação de apenas uma camada de blocos no manto resistente pode ser perigosa, uma vez que qualquer deslocamento destes ou assentamento do manto deixará as camadas subjacentes, de menor peso, expostas à ação direta da agitação, diminuindo assim a estabilidade da estrutura.

Na Figura e Tabela seguintes resumem-se as principais dimensões características dos acrópodes, em função da altura do bloco, H .

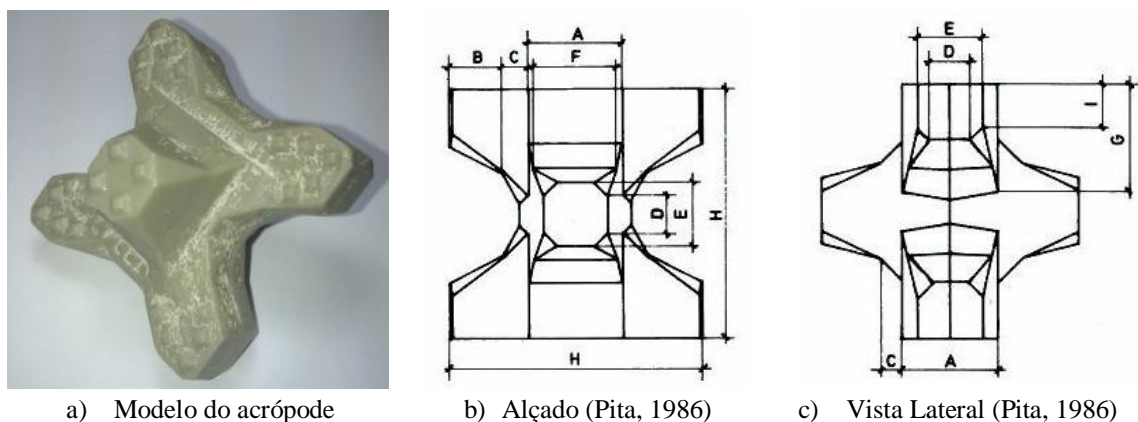


Figura 3.16: Acrópodes.

Tabela 3.5: Características geométricas do Acrópode em função da altura do bloco (Pita, 1986).

$V=0.33H^3$	
$A=0.370H$	$E=0.259H$
$B=0.222H$	$F=0.333H$
$C=0.093H$	$G=0.426H$
$D=0.148H$	$I=0.167H$

3.4. Configuração em planta

A definição da configuração em planta de uma obra costeira é um aspeto complexo, onde entram múltiplas variáveis, cuja consideração é necessária na fase de projeto. Esta característica da obra depende de vários fatores característicos do local, tais como, batimetria, material de fundo e agitação marítima, e de fatores externos à obra, nomeadamente, grau de abrigo pretendido, localização da zona a proteger, manutenção, funções que a estrutura desempenhará ao longo da sua vida útil, custos, etc. Pode-se ainda dizer, que uma estrutura tem ao longo do seu desenvolvimento algumas zonas cujo dimensionamento requer alguns cuidados especiais, nomeadamente os chamados pontos singulares, de que são exemplo o enraizamento, a cabeça (Figura 3.17) e as curvas. Estes são locais de deterioração rápida ou até de desagregação total de algum dos elementos, pelo que há que ter em consideração estes parâmetros na definição da configuração da estrutura (Pita, 1986 e Cruz, 2008).



Figura 3.17: Danos na cabeça do quebra-mar norte do porto de Aveiro.

De uma forma sumária, a configuração em planta advém muito da sensibilidade do projetista para estabelecer quais as soluções possíveis de implementar de modo a que os objetivos da obra sejam cumpridos.

3.5. Especificidades de estruturas de defesa costeira

Existem diversas obras de defesa costeira que, como já foi referido, apresentam vantagens e inconvenientes, que terão de ser equacionadas face às especificidades dos problemas a superar, do *timing* e dos recursos disponíveis (IHRH/FEUP, 2010).

É importante ter o conhecimento das limitações deste tipo de obras bem como as principais ocorrências a que estas se tornam especialmente vulneráveis, tais como, acontecimentos extremos (tempestades violentas), acontecimentos persistentes (tempestades de grande duração), ou grandes movimentações dos fundos arenosos. Este tipo de obras pode ainda tornar-se vulnerável se não forem realizadas operações relativamente frequentes de recarga, manutenção e reparação (IHRH/FEUP, 2010).

De acordo com Hughes (2011), o projetista deverá estar ciente das exigências de manutenção de cada elemento do projeto e garantir que o projeto permite a manutenção necessária. Refere também, que a monitorização e inspeções periódicas de obras costeiras são necessárias para determinar quando a manutenção deve ser realizada, evitando assim que a estrutura atinja um nível de degradação tal, que a reparação se torne difícil e dispendiosa. Ainda segundo Hughes (2011), projetos construídos por equipamento flutuante, geralmente requerem equipamento flutuante para atividades de manutenção. Projetos construídos por equipamentos terrestres podem ter acesso adequado para manutenção servindo-se dos mesmos, mas isso vai depender dos custos para mobilizar o equipamento necessário.

As estruturas de defesa existentes, foram e são muitas vezes executadas em condições técnicas muito difíceis e encontram-se frequentemente em situações de operacionalidade muito adversas devido a muitos fatores, sendo alguns deles (IHRH/FEUP, 2010):

- Não disporem de fundação estável (obras sujeitas a fundos de areia móveis), refletindo assim a necessidade destas estruturas se tornarem “flexíveis” de forma a adaptarem-se aos “novos” fundos;

- Estarem enraizadas em zona terrestre em constante recuo (erosão), pelo que a própria ligação a terra pode deixar de existir (cortes pelo enraizamento), o que obriga muitas vezes a serem prolongadas em direção à terra;
- Não beneficiarem do enchimento de areias da sua envolvente, porque o défice sedimentar se agravou irreversivelmente ou sazonalmente;
- Estarem diretamente expostas à agitação marítima e marés muito violentas, sendo assim, frequentemente galgadas por ondas muito energéticas;
- A sua execução estar associada por exemplo a condições de emergência, a problemas que se agravaram inesperadamente, a dificuldades de definir uma solução técnica, a atrasos processuais, etc.;
- Os critérios de projeto não poderem ser enquadrados em regulamentos bem definidos;
- A complexidade das inspeções e medições associadas a tarefas de reparação ou reconstrução quando as estruturas se encontram enterradas ou submersas;
- Ficarem fragilizadas localmente (pequenos rombos) por serem estruturas flexíveis, adaptáveis aos fundos e sujeitas a impactos das ondas por vezes localizados, o que obriga a intervenções de reparação para que o mecanismo de rotura não progrida rapidamente e atinja proporções que podem chegar à destruição total ou quase total da estrutura.

3.6. Monitorização de estruturas costeiras de talude

A maioria do conhecimento adquirido para dimensionamento de estruturas de talude advém de resultados em ensaios em modelo físico e de experiências anteriores provenientes da observação do comportamento em serviço das obras existentes. Segundo Pita (1985), os ensaios em modelo reduzido apesar de serem uma ferramenta indispensável ao projeto de obras costeiras, apresentam várias limitações que vão desde os efeitos de escala à incorreta definição das condições de ensaio (ações, colocação dos blocos, etc.). Por este motivo, a observação sistemática do comportamento das estruturas existentes, para além de ajudar a prever e planear eventuais obras de manutenção dessas estruturas (por exemplo recargas do manto resistente), contribui para o dimensionamento de obras futuras e reparações de estruturas análogas.

A monitorização possível de estruturas costeiras é feita através da observação da superfície envolvente das estruturas, nomeadamente a posição e integridade dos blocos exteriores (Pita, 1985). No entanto, esta observação torna-se complicada na parte imersa da estrutura, onde se encontra grande parte da faixa do manto resistente mais solicitada. Assim é necessária a utilização de um conjunto de técnicas que possibilite a obtenção do maior número de dados.

Segundo Pita (1985) a observação das estruturas deverá começar durante a sua construção, de modo a caracterizar não só as envolventes do núcleo e dos filtros, como também o estado da obra após a construção.

3.6.1. Programa de observação da estrutura

O programa de observação deverá constituir o projeto da estrutura, uma vez que é o projetista a entidade mais competente para indicar as partes da estrutura cujo desempenho condicionará o comportamento geral desta, os elementos estruturais sobre cujo comportamento existem mais incertezas e quais as ações que deverão ser sistematicamente observadas (agitação marítima, marés, correntes e regime de ventos).

A observação da estrutura englobará a observação das ações (causas) e da resistência da estrutura (efeitos). Um programa “completo” de observação da resistência deverá permitir caracterizar o comportamento de (Pita, 1985):

- Manto resistente, através dos seguintes parâmetros: quedas de blocos (número e localização), degradação dos blocos (número, localização dos blocos e tipo de degradação) e assentamentos (amplitude e localização).
- Risberma ou patamar de apoio, através de parâmetros idênticos aos indicados.
- Talude posterior (zona abrigada da estrutura), através dos mesmos parâmetros.

Para além destes fatores, poderão ainda ser alvo de inspeção periódica os fundos (se estes forem de areia), uma vez que poderão ocorrer erosões que provoquem assentamentos na estrutura. A observação da ocorrência e do tipo de galgamento poderá também ter interesse.

De referir que, o programa de observação deverá ainda ter em consideração a importância da estrutura. Entende-se que para obras de pequeno comprimento, situadas em águas pouco profundas com baixa solicitação e que não são utilizadas para fins portuários, não se

justifica ações de observações intensas e exaustivas. Caso contrário, as verbas gastas com o equipamento mobilizado e com a própria observação podem ser plenamente justificados (Pita, 1985).

3.6.2. Técnicas de Observação

Atualmente, existem várias técnicas de observação do comportamento das estruturas. A observação visual é uma delas, permitindo detetar alterações nos taludes, nomeadamente, fraturas, mudança de posição ou de orientação e de deteriorações do material dos blocos (embora num estado já adiantado). A fotografia aérea é também uma técnica de observação, e pode tornar-se útil não só na avaliação da parte emersa da estrutura como também na deteção de assentamentos. Porém, ambas as técnicas não permitem obter informações da zona imersa, onde se localiza a faixa do manto resistente mais solicitada. Para o efeito, existem diversas técnicas, tais como, sondagens e levantamento tridimensional com sonar lateral, que permitem a deteção de assentamentos ou deslizamentos da estrutura, erosões, etc. (Pita, 1985).

3.6.3. Periodicidade da monitorização

Relativamente à periodicidade do plano de monitorização, segundo IHRH/FEUP (2010) deverá ser realizada uma vez por ano uma visita “*in situ*” no final do período invernosu ou sempre que sejam reportados danos, e especialmente depois de grandes temporais. No que respeita a levantamentos topo-hidrográficos, estes deverão ser realizados pelo menos de 5 em 5 anos, preferencialmente em Abril (perfil de inverno) e em Setembro (perfil de verão) do mesmo ano, sempre que seja elaborado um projeto de reabilitação, ou então anualmente se existir uma situação tendencialmente grave em termos de defesa costeira ou de perda de valor balnear. O levantamento topográfico deverá ser realizado pelos menos de 3 em 3 anos (no final do período invernosu), sempre que seja elaborado um projeto de reabilitação e antes do início e no final de cada intervenção de reabilitação. A ortofotografia aérea ou levantamento lidar deverá ser realizado, preferencialmente em Abril (IHRH/FEUP, 2010).

3.6.4. Danos a observar

Aquando ações de monitorização, dependendo do tipo de estrutura de defesa deverão registar-se os danos constantes na Tabela 3.6 (IHRH/FEUP, 2010).

Tabela 3.6: Danos a registar aquando a monitorização de estruturas de defesa costeira.

Danos a observar	Esporão ou quebra-mar destacado	Obra longitudinal aderente
Blocos deslocados ou danos na superestrutura (nº de blocos ou extensão afetada)	x	x
Rotura no enraizamento (extensão afetada)	x	
Rotura no tronco (extensão afetada)	x	
Danos no manto (nº de blocos ou extensão afetada)	(manto interior e exterior do tronco)	(manto exterior)
Danos no manto intermédio (extensão afetada)	(manto interior e exterior do tronco)	x
Danos na banquetta (extensão afetada)	(interior e exterior do tronco)	x
Danos da banquetta na rotação da cabeça (% afetada)	x	
Danos no núcleo ou no talude natural (extensão afetada)	x	x
Colapso da cabeça (% afetada)	x	
Danos nas extremidades da estrutura (% afetada)		x
Deslocação de blocos do manto de proteção da cabeça (% ou nº de blocos)	x	
Evidências de infra-escavação	(cotas de sedimentos, percentagem ou extensão)	(cavidades, cotas, percentagem ou extensão)
Evidências de galgamentos na marginal (depósitos sedimentares, danos nos pavimentos, % ou extensão)		x
Evidências de colapsos no terraplino (nº de cavidades ou assentamentos do piso, extensão)		x

Capítulo 4

ONDA DE PROJETO

4. ONDA DE PROJETO

A definição da agitação de projeto assume especial importância na fase de concepção, visto que a sua subavaliação poderá resultar num maior risco para a estrutura e a sua sobreavaliação num aumento do custo da obra. Segundo Taveira-Pinto e Neves (2003), qualquer estrutura marítima deve ser dimensionada de modo a suportar o efeito da máxima onda previsível no local da obra. Assim, surge ao projetista a questão de saber qual a altura de onda, H , que deve utilizar para o dimensionamento de estruturas marítimas.

Acontece que, a ordem de grandeza das várias profundidades que a estrutura atravessa ao longo da sua extensão, pode ditar o processo de cálculo da altura de onda de projeto e, consequentemente as alturas de onda que poderão atingir as mesmas. No presente capítulo pretende-se, assim, ressaltar a importância e a influência das profundidades de implantação das estruturas, no cálculo da altura de onda de projeto, primeiramente, expondo os procedimentos a adotar no caso de estruturas situadas em águas profundas e em seguida, de forma mais particular, nas situações em que as estruturas se situam a pequenas profundidades. Por fim apresentam-se, as grandezas da altura de onda propostas por vários autores para representação da altura de onda de projeto.

4.1. Considerações iniciais sobre regularidade/irregularidade da agitação

A consideração da agitação marítima como regular constitui a mais simples abordagem da agitação, pressupondo que esta é puramente bi-dimensional e de pequena amplitude. São ondas facilmente geradas em laboratório, de forma sinusoidal, com altura, período e direção constantes. A análise da agitação como irregular procura descrever as “reais” características aleatórias tridimensionais da agitação, considerando, portanto, a superfície livre como um conjunto de ondas de variadas alturas e períodos, movendo-se nas mais variadas direções. Estes parâmetros característicos da onda são considerados como grandezas estatísticas, tornando esta análise apenas possível se existirem dados em quantidade e qualidade suficientes (Taveira-Pinto e Neves, 2003).

4.2. Regime de extremos

Segundo Taveira-Pinto (2001), o dimensionamento de quebra-mares em águas profundas e com elevados níveis energéticos de agitação é particularmente difícil. Enquanto que no caso de quebra-mares (ou outras estruturas de defesa costeira) situados em águas pouco profundas, as alturas de onda que podem atingir a estrutura estão limitadas por condicionantes físicas relacionadas com essas profundidades, nos quebra-mares situados em águas profundas, as alturas de onda máximas têm de ser associadas a períodos de retorno, exigindo séries estatísticas locais relativamente longas. No entanto, a ausência de registos de agitação, associada à complexidade dos fenómenos de agitação em presença, constitui o principal obstáculo ao dimensionamento otimizado de estruturas implantadas a elevadas profundidades.

Assim, neste subcapítulo pretende-se caracterizar o cálculo do regime de extremos, necessário aos casos em que as estruturas se encontram implantadas a grandes profundidades.

4.2.1. Valores extremos

A noção intuitiva de segurança de um sistema estrutural está vinculada à ideia de sobrevivência aos riscos inerentes ao meio a que estiver envolvida a estrutura e a sua corrente utilização. Os fundamentos de segurança, entre outros, residem no princípio de se projetarem estruturas que suportem as elevadas tensões provenientes das ações ambientais mais extremas, durante a sua vida útil e dentro de um custo económico aceitável (Piccinini, 2006).

Segundo Capitão *et al.* (1999) e CONSULMAR (2011), o conhecimento dos valores extremos das alturas de onda, períodos e direção associadas a determinado período de retorno, isto é, a determinação do regime de extremos, é um aspeto fundamental no dimensionamento estrutural de obras costeiras. Estes valores extremos são normalmente determinados através da análise e extrapolação dos dados disponíveis, aplicando uma ou mais distribuições estatísticas aceites como representativas da distribuição a longo prazo da altura das ondas (CONSULMAR, 2011).

De acordo com Taveira-Pinto e Neves (2003), a partir da distribuição das alturas de onda significativas máximas anuais e das alturas de onda máximas anuais, é possível calcular

(por extrapolação) as alturas de onda para determinado período de retorno. Para tal, é necessário proceder-se à escolha de um modelo de distribuição de probabilidade. Nesse sentido, ao longo dos anos, vários métodos estatísticos para a análise de valores extremos têm sido desenvolvidos e várias funções de distribuição têm sido aplicadas para ajustar uma amostragem (Piccinini, 2006). Existem já programas, como o ADAPTA, que testam o ajuste às amostras através de diferentes métodos e apresentam os respetivos parâmetros de qualidade de ajuste. Escolhido o modelo de distribuição, será então possível a obtenção dos valores extrapolados da altura de onda, para diferentes períodos de retorno, associados a determinada direção e períodos locais (Taveira-Pinto e Neves, 2003). As previsões da altura de onda de projeto a considerar no dimensionamento de uma estrutura poderão ser feitas a curto ou a longo prazo. Se se desejar a previsão do clima de agitação marítima a curto termo, onde se pretende a distribuição da altura de onda num dado estado de agitação marítima estacionário, poderá recorrer-se à distribuição de Rayleigh, sobre uma base de registos de 3 a 6 horas (muitas vezes, contínuos) e um número de ondas superior a 200 (Taveira-Pinto e Neves, 2003).

Se, pelo contrário, a previsão se resumir a uma estimativa a longo prazo, isto é, das alturas de onda significativas extremas, recorre-se geralmente à totalidade das alturas de onda registadas no período de meses ou anos, sendo posteriormente determinados os valores máximos anuais. Segundo Taveira-Pinto e Neves (2003), a análise dos tipos de distribuição de probabilidade de ocorrência que melhor se adequam aos registos das alturas de onda significativas, mostra que a distribuição de Weibull e a distribuição log-normal são as que melhor descrevem o comportamento deste parâmetro, recomendando-se a sua utilização na extrapolação para eventos com muito pouca probabilidade de ocorrência (a que correspondem grandes períodos de retorno). No entanto, Taveira-Pinto e Neves (2003) referem que os valores extrapolados a partir da distribuição de Weibull estão mais de acordo com a realidade do Oceano Atlântico, sendo portanto, mais plausíveis, pelo que se aconselha a sua utilização.

De seguida apresenta-se uma breve descrição de um exemplo de uma distribuição a curto e longo prazo: Rayleigh e Weibull. Apresenta-se ainda, como alternativa à aplicação destas distribuições a um conjunto de registos disponíveis (através de medições de boa ondógrafo, por exemplo), o ONDATLAS (atlas de ondas em Portugal), referindo de forma sucinta as principais funções e aplicações que este programa tem neste âmbito.

4.2.2. Distribuição de Rayleigh (curto prazo)

Segundo Seelig (1979) e Smith (2003), a distribuição de Rayleigh é uma medida confiável para representação da distribuição das alturas de onda em águas profundas. Demonstra-se teoricamente, e a prática confirma com alguma confiança este resultado, que a variável aleatória “altura de zero ascendente” (H_z) de um estado de mar completamente desenvolvido, para um número elevado de ondas num registo, pode ser suficientemente bem caracterizada pela distribuição de Rayleigh (Sancho, 2002 e Taveira-Pinto, 2003). A função densidade de probabilidade, $f(H)$, é dada pela Expressão 4.1 e pode ser descrita adimensionalmente pela Expressão 4.2 (Goda, 1985 e Sancho, 2002).

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp \left[- \left(\frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right] \quad (4.1)$$

$$p(H/\bar{H}) = \frac{\pi H}{2\bar{H}} \exp \left[- \frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{\bar{H}} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

A distribuição de Rayleigh, $f(H)$, permite estabelecer relações entre diferentes alturas de onda de interesse, tais como (Goda, 1985 e Sancho, 2002):

$$H_{1/10} = 1.27 H_s = 2.03 \bar{H} \quad (4.3)$$

$$H_s = \sqrt{2} H_{rms} = 1.60 \bar{H} \quad (4.4)$$

De acordo com Goda (1985) e Sancho (2002), a altura máxima de um registo, $H_{m\acute{a}x}$, não pode ser obtida através da distribuição de Rayleigh. Na prática, este valor deve ser estimado considerando a duração do registo e o número de ondas nele contido, N , preservando ainda alguma tolerância para uma escala de desvio. Assim a altura máxima mais provável é dada por:

$$H_{m\acute{a}x} = 0.706 \sqrt{N} H_s \quad (4.5)$$

O valor esperado para $H_{m\acute{a}x}$, depende fundamentalmente do tamanho da amostra. Goda (1985) refere que a predição empregada geralmente cai dentro do intervalo:

$$H_{\text{máx}} = (1.6 \leftrightarrow 2.0) H_s \quad (4.6)$$

Goda (1985) refere ainda que para estruturas ao largo a relação $H_{\text{máx}} = 2.0 H_s$ é frequentemente empregue, enquanto que para quebra-mares verticais a relação proposta é $H_{\text{máx}} = 1.8 H_s$.

4.2.3. Distribuição de Weibull (longo prazo)

O método usualmente empregue para estimar um valor de retorno de altura de onda, isto é, a altura máxima da onda que retornará em um intervalo de tempo, considerando uma amostra com elevada densidade de dados, é ajustar a distribuição num determinado período de anos e extrapolar a probabilidade de ocorrência para o tempo desejado. A distribuição de Weibull é um exemplo desse método e é dos mais usuais na análise de valores extremos de altura significativa da onda para uma distribuição de longo termo (Piccinini, 2006).

A função de distribuição de Weibull (com 3 parâmetros), tem como função de distribuição e função de densidade de probabilidade, as Expressões 4.7 e 4.8, respetivamente.

$$F(H) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{H-b}{a} \right)^k \right] \quad (4.7)$$

$$f(H) = \frac{k}{a} \left(\frac{H-b}{a} \right)^{k-1} \exp \left[- \left(\frac{H-b}{a} \right)^k \right] \quad (4.8)$$

Os parâmetros k , a , e b são respetivamente o parâmetro de forma, escala e locação, para $b \leq H < \infty$. A variável H representa a altura de onda.

De acordo com Piccinini (2006), considerando um evento A uma onda máxima que se iguale ou exceda um determinado valor H , cuja probabilidade $P(A)$ é dada por $1 - F(H)$, e T o tempo aleatório entre ocorrências consecutivas de eventos A , o período de retorno do evento A é o valor médio τ , expresso em anos, da variável T (Expressão 4.9).

$$\tau = \frac{1}{P(A)} = \frac{1}{1 - F(H)} \quad (4.9)$$

O valor de retorno (H_s), associado ao período de retorno, é obtido a partir da solução da Expressão 4.10 e dado pela Expressão 4.11.

$$F(H_s)=1-P \quad (4.10)$$

$$H_s = b + a [-\ln(1 - F(H_s))]^{1/k} \quad (4.11)$$

4.2.4. ONDATLAS

Em alternativa à aplicação das distribuições estatísticas a longo prazo anteriormente mencionadas (log-normal e Weibull) a uma série temporal de registos, para obtenção do regime de extremos, é possível obter através do ONDATLAS (Atlas de Ondas em Portugal), a extrapolação dos valores máximos anuais a longo prazo da altura significativa e do período médio, para vários períodos de retorno em diversos pontos ao longo da costa portuguesa. Trata-se de um atlas em formato digital que descreve o clima das ondas e o recurso energético associado, junto à costa de Portugal continental. Segundo Aguiar *et al.* (2003), este atlas é capaz de fornecer informação estatística muito detalhada em 85 pontos, dos quais 78 se situam junto à costa, a uma profundidade de cerca de 20 metros, sendo o seu espaçamento entre 5km a 30km. Os outros pontos incluem 5 pontos ao largo (aproximadamente a 100 metros de profundidade), próximo dos locais onde foram ou são efetuadas medições com bóia ondógrafo, e mais 2 pontos em oceano aberto, o que permite ao utilizador efetuar o cálculo da transformação das ondas para qualquer ponto da costa.

As estatísticas do ONDATLAS, para além de incluírem valores extremos tais como períodos de retorno para a altura e período das ondas, incluem médias anuais e mensais, variabilidade anual e a densidade de probabilidade referente à altura significativa, ao período médio de energia, ao período de pico e à potência da agitação, várias estatísticas da direção e distribuições de probabilidade conjunta de várias combinações dos parâmetros referidos.

No que respeita aos valores máximos anuais a longo prazo de H_s e T_m , estes são apresentados graficamente em papel de probabilidade de Gumbell (tipo de distribuição de probabilidade a longo prazo), juntamente com uma regressão linear para auxiliar a extrapolação no caso de períodos de retorno elevados. No caso de H_s , também se assinala o limite físico relacionado com a profundidade (uma vez a maioria dos pontos corresponde a locais com cerca de 20 m de profundidade). As estimativas de H_s no ONDATLAS correspondem a intervalos temporais de 6 horas, pelo que se apresentam também

estimativas da altura significativa correspondentes a intervalos temporais de meia hora e correspondentes a alturas de onda “instantâneas”.

4.3. Influência dos fundos na altura de onda

Como dito anteriormente, as alturas de onda que podem atingir estruturas situadas em águas pouco profundas estão limitadas por condicionantes físicas relacionadas com a profundidade e a inclinação dos fundos que marginam a área de implantação, permitindo assim a rebentação das ondas maiores antes de atingirem essas estruturas.

Existem vários estudos que tentam estabelecer uma relação entre os fundos e a altura das ondas compatíveis com estes, sendo que os primeiros foram realizados através de ondas solitárias. McCowan (1891), teoricamente, determinou um índice de rebentação de profundidade, adimensional, igual a 0,78 para uma onda solitária sobre um fundo horizontal. Este valor é comumente usado na prática da engenharia como uma primeira estimativa do índice (Smith, 2003). Estudos posteriores desenvolvidos por Miche (1951), Weggel (1972), Seelig (1979), Goda (1985) e outros autores demonstraram que os índices de rebentação dependem de outros fatores tais como a inclinação da praia e/ou a declividade da onda. Em seguida são descritos alguns métodos propostos por esses autores, sendo que os primeiros têm por objetivo estabelecer a relação entre as profundidades dos fundos e as alturas de onda admitidas por estes, admitindo uma agitação regular (método da teoria da onda solitária, critério de Miche e método de Weggel), e os segundos, uma agitação irregular (critério de Miche, método de CEM, método de Seelig e método de Goda). Por fim apresentam-se ainda métodos propostos por Seelig (1980) e Goda (1985) para o cálculo da altura de onda significativa máxima na zona próxima da costa.

4.3.1. Altura de onda H compatível com a profundidade d

Teoria da onda solitária (Smith, 2003)

De acordo com RBRH (1999) e Smith (2003), vários estudos em modelo reduzido e em protótipo permitiram estabelecer um limite máximo da altura de onda incidente dado pelo critério da máxima onda compatível com a profundidade. Nesse sentido, tendo em conta o fenómeno de rebentação, McCowan (1891) determinou um índice baseado na teoria da onda solitária (Expressão 4.12):

$$\frac{H_{\text{máx}}}{d}=0.78 \quad (4.12)$$

Segundo RBRH (1999) a propagação de ondas solitárias em águas pouco profundas apresenta forte similaridade com as ondas reais, sendo por este motivo utilizadas para representar os fenómenos próximos da costa.

O método deduzido por McCowan (1891) possui várias limitações, sendo uma delas a consideração de uma agitação de carácter regular. O fato deste método considerar apenas a influência da profundidade do local e não entrar em linha de conta com outros parâmetros relacionados com os fundos, como a inclinação, ou até mesmo parâmetros hidrodinâmicos característicos das condições de agitação ao largo (altura de onda, período de onda, etc.) torna este método muito limitado. Por este motivo, estudos posteriores foram desenvolvidos no sentido de suprimir algumas destas lacunas.

Miche (1951)

Miche (1951) deduziu, para ondas regulares, um critério de rebentação para determinar a altura de onda máxima em função do comprimento de onda e profundidade da água (Expressão 4.13).

$$H_{\text{máx}}=0.142L \tanh kd \quad (4.13)$$

Na Expressão, k corresponde ao número de onda ($k=2\pi/L$), d à profundidade do local e L ao comprimento de onda. A Expressão 4.13, em águas profundas, pode ser traduzida pela Expressão 4.14, e em águas pouco profundas, pela Expressão 4.15 (Smith, 1999).

$$H_{\text{máx}}/L=0.142 \quad (4.14)$$

$$H_{\text{máx}}/d=0.88 \quad (4.15)$$

De acordo com Smith (1999), este critério é eficaz porque inclui o impacto da profundidade e da declividade da onda. No entanto, a Expressão 4.13 foi desenvolvida para ondas regulares, o que não traduz a irregularidade da agitação marítima. Assim sendo, tendo por base um conjunto de dados laboratoriais obtidos de um modelo em canal à escala

1:50 (Smith *et al.*, 1998), com simulação de correntes opostas, os seguintes critérios de rebentação foram determinados:

$$\bar{H}=0.07L \tanh kd \quad (4.16)$$

$$H_s=0.10L \tanh kd \quad (4.17)$$

$$H_{1/10}=0.12L \tanh kd \quad (4.18)$$

$$H_{1/20}=0.13L \tanh kd \quad (4.19)$$

$$H_{1/100}=0.15L \tanh kd \quad (4.20)$$

Smith (1999) refere que o efeito da corrente não está explícito nas Expressões 4.16 a 4.20, mas é considerado de forma implícita no comprimento de onda. O mesmo autor refere ainda que as Expressões 4.16 a 4.20 são aplicáveis no caso de rebentação, com ou sem a presença de correntes.

Weggel (1972)

A partir de dados de laboratório sobre a rebentação de ondas monocromáticas em fundos de inclinação suave, Weggel (1972) determinou a altura de onda máxima compatível, $H_{m\acute{a}x}$, para um local de profundidade, d (Expressão 4.21).

$$\gamma_b = \frac{H_{m\acute{a}x}}{d} = b - a \frac{H_{m\acute{a}x}}{gT^2} \quad (4.21)$$

O parâmetro γ_b corresponde ao índice de profundidade de rebentação, T ao período de onda e g à aceleração da gravidade. Os coeficientes a e b são determinados empiricamente em função da inclinação dos fundos, m , de acordo com a Expressão 4.22 e 4.23.

$$a = 43.8(1-e^{-19m}) \quad (4.22)$$

$$b = \frac{1.56}{(1+e^{-19.5m})} \quad (4.23)$$

De acordo com Smith (2003) a Expressão 4.21 é válida para $m \leq 0.1$ e $H'_0/L_0 \leq 0.06$ (sendo H'_0 a altura de onda equivalente ao largo). A Figura 4.1 mostra como o índice de profundidade depende da declividade da onda e inclinação dos fundos. Quando a inclinação da praia se aproxima de zero e a declividade das ondas ($H_{m\acute{a}x}/gT^2$) é baixa, o índice tende para o valor teórico de 0.78. Pelo contrário, quando o declive da praia se aproxima do infinito, o índice tende para o dobro do valor teórico (soma da componente incidente e da componente perfeitamente refletida), ou 1.56. Para fundos irregulares, o parâmetro m a considerar será a média da inclinação dos fundos entre o ponto de rebentação e um ponto ao largo, à distância de um comprimento de onda.

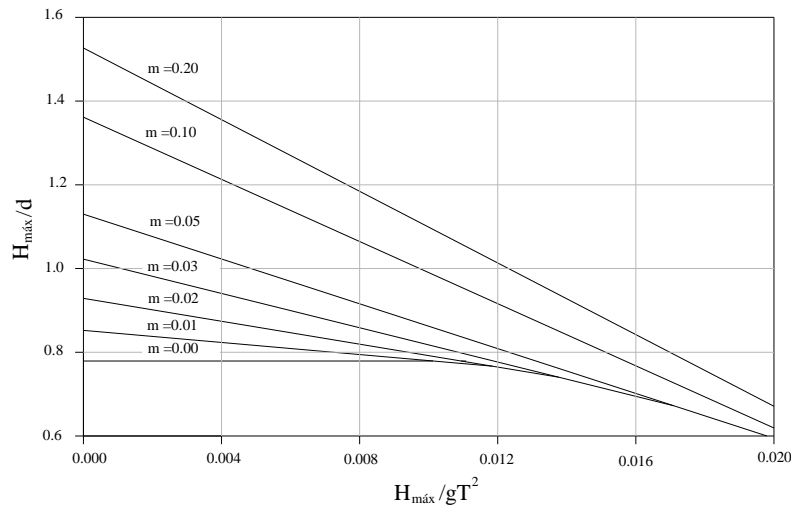


Figura 4.1: Índice de profundidade em função de $H_{m\acute{a}x}/(gT^2)$ (adaptado de Smith, 2003).

CEM (Smith, 2003)

Segundo Smith (2003), no caso de uma agitação irregular, que pode ser traduzida como ondas individuais de diferentes características, o fenómeno de rebentação pode ocorrer ao longo de uma zona ampla.

Na zona de rebentação (zona onde essencialmente todas as ondas rebentam), a altura de onda pode estar relacionada com a profundidade d (Expressão 4.24 e 4.25).

$$H_{rms}=0.42d \quad (4.24)$$

$$H_s=0.60d \quad (4.25)$$

Por aplicação das Expressões 4.24 e 4.25 obtêm-se, a raiz quadrada média (rms) da altura de onda e a altura de onda significativa máxima compatível com a profundidade.

Seelig (1979)

Seelig (1979), baseando-se nos procedimentos desenvolvidos por Goda (1975) e tendo por base ondas de caracter irregular, propôs dois métodos para previsão da altura significativa das ondas admitidas pelos fundos, isto é, na zona próximo da costa. O modelo analítico de Goda (1975) requer os seguintes pressupostos: as características da agitação ao largo são conhecidas (H_0 e T); a profundidade dos fundos é continuamente decrescente (de águas profundas para águas pouco profundas); as alturas de onda ao largo assumem a distribuição de Rayleigh; os limites de rebentação, sobrelevação e espraçamento podem ser descritos por fórmulas empíricas; o empolamento da onda é não linear e as ondas que rebentam reformulam-se em alturas de onda mais pequenas.

Como referido, os dois métodos deduzidos por Seelig (1979) permitem a previsão da altura de onda significativa máxima que poderá ocorrer no ponto em estudo (por exemplo o local de fundação da obra). No entanto, enquanto que o primeiro método parte das condições de agitação ao largo para efetuar essa previsão, o segundo supõe para a estimativa da altura significativa máxima o conhecimento das condições da agitação local, medidas num outro ponto localizado em águas pouco profundas. Estes métodos baseiam-se em ábacos (apresentados em anexo deste documento), e são essencialmente a representação gráfica da variação da declividade da onda ao largo, $H'_0/(gT^2)$, em função da relação entre a altura de onda significativa e a profundidade do local, H_s/d e do rácio $d/(gT^2)$.

Goda (1985)

Segundo Goda (1985), a altura de onda significativa, H_s , e a altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$, admitidas pelos fundos na zona de rebentação, podem ser estimadas a partir das seguintes Expressões matemáticas:

$$H_s = \begin{cases} K_s H'_0 & : d/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 d), \beta_{m\acute{a}x} H'_0, K_s H'_0\} & : d/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (4.26)$$

$$H_{\text{máx}} = \begin{cases} 1.8K_s H_0' & : d/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\text{máx}}^* H_0', 1.8 K_s H_0'\} & : d/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (4.27)$$

Sendo que K_s corresponde ao coeficiente de empolamento (consultar Goda, 1985) e L_0 ao comprimento de onda ao largo. Os coeficientes β_0 , β_1 , $\beta_{\text{máx}}$, β_0^* , β_1^* e $\beta_{\text{máx}}^*$ são determinados em função da inclinação dos fundos, m (Tabela 4.1).

Tabela 4.1: Coeficientes para estimar a altura de onda em águas pouco profundas, de acordo com o método de Goda (1985).

Coeficientes para H_s	Coeficientes para $H_{\text{máx}}$
$\beta_0 = 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20m^{1.5}]$	$\beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20m^{1.5}]$
$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2m]$	$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8m]$
$\beta_{\text{máx}} = \max\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4m]\}$	$\beta_{\text{máx}}^* = \max\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4m]\}$

4.3.2. Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação

Seelig (1980)

De acordo com Seelig (1980), a ação das ondas irregulares na zona de rebentação é muito complexa envolvendo a interação de vários mecanismos (empolamento, rebentação, etc.). Goda (1975) propôs um modelo para prever a distribuição da altura de onda na zona próxima da costa, para o caso de perfis contínuos pouco profundos. Segundo Seelig (1979), os resultados obtidos para as várias condições de onda, usando esse método de Goda (1975) mostram que os parâmetros da altura de onda chegam a um valor de pico, em determinado ponto ao longo do perfil. Por exemplo, uma onda irregular, com uma altura de onda significativa ao largo, H_0 , e um período de pico de densidade de energia, T_p , assume o valor máximo de altura de onda significativa, $H_{s\text{máx}}$, à profundidade d^* (Figura 4.2). Seelig (1980) refere que este local é especialmente sensível para se construir uma estrutura ou qualquer outra atividade suscetível à altura das ondas, porque é aí que a altura significativa da onda atinge o seu valor máximo.

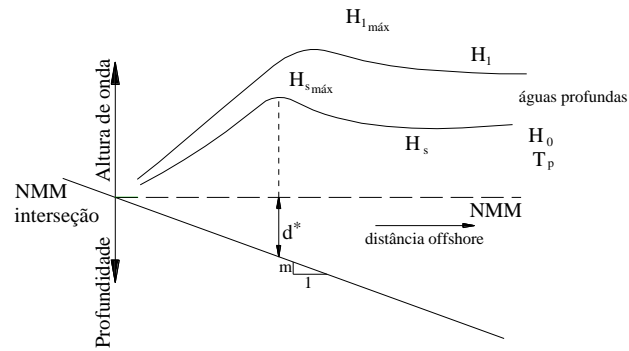
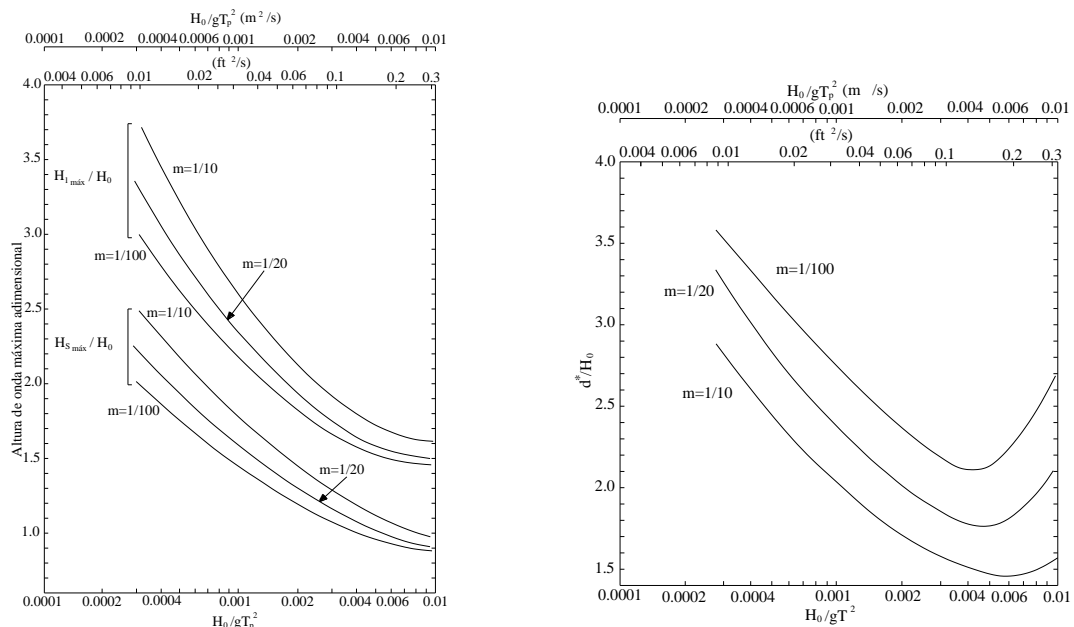


Figura 4.2: Variação da altura de onda na zona próxima da costa.

A grandeza H_I representada na Figura 4.2 é definida como a média de um por cento das alturas mais elevadas, com uma probabilidade de excedência de aproximadamente $1/260$. O modelo de Goda assume que o valor máximo de H_I ocorre apenas à profundidade d^* . Desta forma, Seelig (1980), com base no modelo de Goda (1975), propôs curvas para a determinação da magnitude e localização das alturas de onda de pico (irregulares). A Figura 4.3a apresenta curvas para $H_{s\text{máx}}$ e $H_{I\text{máx}}$ em função da declividade da onda ao largo e da inclinação dos fundos. A Figura 4.3b apresenta o ábaco que permite calcular a profundidade do local a que ocorre a altura de onda significativa máxima.



- a) Altura de onda significativa máxima que ocorre na zona próximo da costa. b) Valor da profundidade correspondente à altura de onda significativa de pico.

Figura 4.3: Método de Seelig (1980).

Goda (1985)

Segundo Goda (1985), apesar de existir uma ambiguidade na definição da localização onde as ondas podem rebentar, é necessário a existência de um índice de rebentação das ondas, para que seja possível estimar a largura e outros parâmetros característicos da zona de rebentação. Para tal, Goda (1985) propôs dois ábacos (Figura 4.4a e Figura 4.4b) que permitem determinar o valor máximo ou valor de pico da altura de onda na zona de rebentação, bem como, a profundidade correspondente, através da inclinação dos fundos e declividade da onda equivalente ao largo.

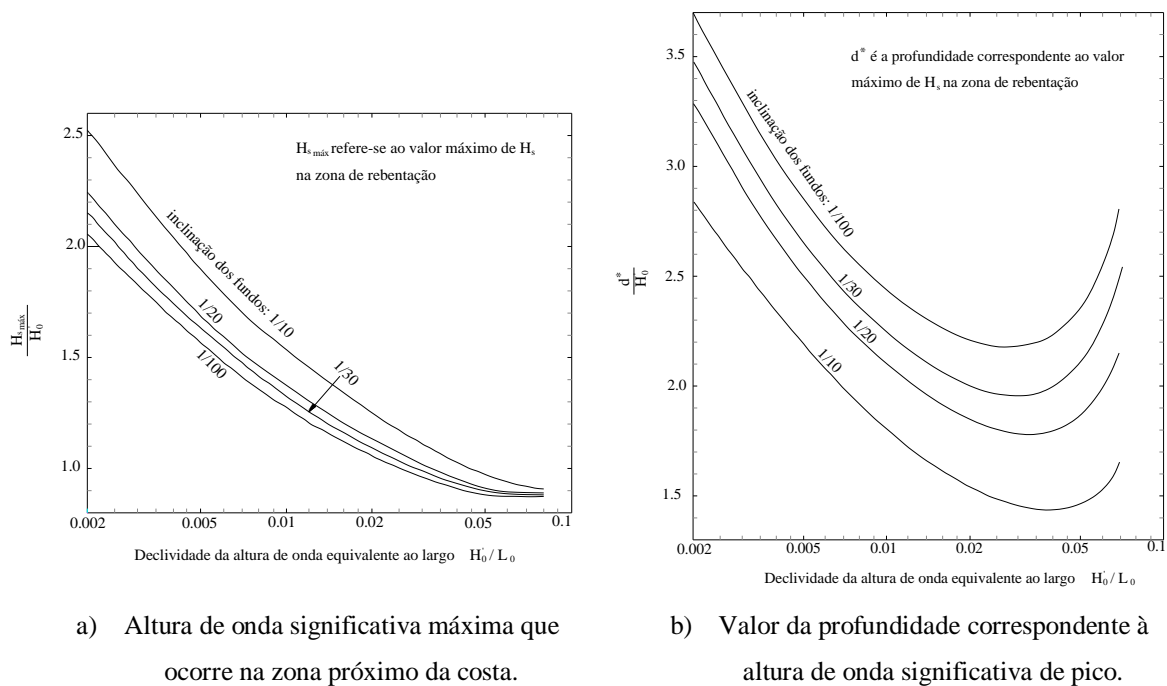


Figura 4.4: Método de Goda (1985).

4.4. Onda de projeto, H_{proj}

Pita (1986) e Taveira-Pinto e Neves (2003), referem que vários autores têm procurado definir um “parâmetro equivalente”, isto é, um parâmetro obtido a partir da distribuição das alturas de onda de um registo da agitação marítima, que represente a altura H de uma agitação regular que provoque os mesmos estragos na estrutura que aquela agitação (irregular).

Durante muitos anos, considerou-se que a altura de onda significativa, seria a que melhor caracterizava um estado de agitação real, produzindo a mesma ação sobre as obras costeiras que uma onda regular (Taveira-Pinto e Neves, 2003). Pita (1978), baseando-se nos resultados de ensaios em modelo de um manto de dolos e usando em espectro empírico de Pierson-Moskowitz, refere que o parâmetro equivalente se situa num valor intermédio entre a altura máxima e a altura significativa (do tipo “média do décimo mais alto das ondas incidentes”, $H_{1/10}$, ou mesmo mais elevado).

De acordo com SPM (1975), são sugeridos três valores para a altura de onda de projeto, conforme se trata de uma estrutura rígida, de que são exemplo os quebra-mares verticais, semi-rígida, como por exemplo uma parede vertical de estacas-pranchas cravadas no fundo, ou deformável, como os quebra-mares de taludes. Os quebramares de taludes podem encontrar-se no segundo e no último grupo, caso sejam constituídos por blocos estruturalmente frágeis ou não, respetivamente. Desta forma, o SPM (1975) aconselha a tomar-se o valor de $H_{1/10}$ e a média dos períodos do terço das ondas mais altas, $T_{1/3}$, ou a altura de onda significativa, H_s , e a média dos períodos dos 20% das ondas mais altas, $T_{1/20}$, conforme se trate de uma estrutura semi-rígida ou flexível, respetivamente. Segundo Pita (1986), este procedimento justifica-se se for considerado que a ruína de um quebra-mar vertical é instantânea, enquanto que no caso de um quebra-mar de talude a ruína resulta da acumulação de estragos, em geral do manto resistente. Assim, afirma-se que o parâmetro equivalente depende do tipo de comportamento da camada exterior.

Segundo Pita (1986) e Taveira-Pinto e Neves (2003), investigações vieram revelar que não existe um “parâmetro equivalente”, uma vez que o efeito progressivo da ação destrutiva das ondas não está a ser considerado. Para Pita (1986), a existência da maré pode contribuir para a importância do fator “duração da tempestade” no comportamento do manto resistente, por provocar um “deslocamento” na zona ativa (zona mais solicitada do manto resistente). Em especial se a tempestade se iniciar em Baixa-Mar (BM), ocasionando alguns estragos no manto, é de temer que, quando se atingir a Preia-Mar (PM), e se a tempestade se mantiver violenta, ocorra um acréscimo significativo dos estragos por falta de apoio da zona inferior, anteriormente danificada.

Desta forma, a ocorrência de um temporal com uma altura de onda inferior à que foi estabelecida como H_{proj} , por exemplo, poderá colocar em risco a estabilidade da estrutura, se tiver uma duração suficiente. Sendo assim é necessário incluir a duração do temporal na

definição deste parâmetro de modo a ter em consideração um período de atuação da excitação na estrutura, para que ocorram estragos e consequentemente ruína, por acumulação de estragos.

Tenaud *et al.* (1982), propuseram uma relação para a altura de onda H que considera o efeito da duração do temporal. Essa Expressão é do tipo:

$$H = f(t_d) H_{1/10} \quad (4.28)$$

Onde $f(t_d)$ é uma função da duração do temporal e t_d é expresso em horas. Na Tabela 4.2 encontram-se algumas propostas para essa função.

Tabela 4.2: Propostas de Tenaud *et al.* (1982) tendo por base ensaios com ondas irregulares e um espectro empírico JONSWAP.

Tipo de bloco	Função $f(t_d)$
Enrocamento	$f(t_d)=0.90t_d^{0.1}$
Blocos cúbicos antifer	$f(t_d)=t_d^{0.05}$

Analisando o comportamento das expressões anteriores é possível concluir que para períodos de atuação da estrutura inferiores a 8 horas e 4 horas, no caso de mantos constituídos por blocos de enrocamento e cubos antifer, respetivamente, a variação do tempo de excitação da estrutura tem uma influência significativa no valor final da altura de onda de projeto. Pode-se ainda concluir que, para períodos de 3 horas, para blocos de enrocamento, e 1 hora, para blocos cúbicos antifer, a altura de onda de projeto torna-se igual a $H_{1/10}$.

Os regulamentos vigentes em diversos países diferem no valor aconselhado para altura de onda de projeto. No Japão (*Design Manual for Coastal Facilities*), por exemplo, recomenda-se o uso da altura de onda significativa para um período de retorno de 50 anos, estimada a partir de dados meteorológicos recolhidos durante pelo menos 30 anos. O SPM (1984) aconselha um valor mais conservativo para a altura de onda de projeto, igual a $H_{1/10}$, juntamente com valores do coeficiente de estabilidade, K_D (relativo à fórmula de Hudson) mais baixos que os sugeridos anteriormente.

Burchart (1994), refere que tem sido considerada para a altura de onda de projeto, a altura de onda significativa correspondente a um determinado período de retorno (geralmente de 50 ou 100 anos). Losada e López (2000), sugerem a consideração da altura $H_{1/20}$ como altura de onda de projeto.

Como se pode concluir, existem várias propostas para definir qual a grandeza que melhor representa a altura de onda de projeto. No entanto, a definição deste parâmetro encontra-se nas mãos do projetista, que terá de tomar em conta a sua sensibilidade e experiência na consideração de todos os fatores intervenientes. A estimativa deste parâmetro dependerá da topografia do local (influência dos fundos), do grau de estragos permitido para a estrutura, dos custos de construção, reparação e manutenção a ele associados, etc.

Capítulo 5

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A generalidade dos métodos apresentados na secção 4.3, permitem quantificar o importante parâmetro “altura de onda de projeto”, que interfere de forma direta no cálculo do peso dos blocos do manto resistente de obras de defesa costeira. No entanto, para uma avaliação correta deste parâmetro e consequentemente para um pré-dimensionamento eficaz, isto é, capaz de resistir às ações impostas com a menor quantidade de material possível, é essencial a compreensão da influência dos diferentes parâmetros envolvidos, no valor final de H_{proj} .

Assim, realizou-se um estudo de sensibilidade para cada método apresentado em 4.3, que tem como principal objetivo perceber qual a influência da variação de cada um dos parâmetros envolvidos no valor final da altura de onda de projeto, bem como entender as limitações de cada um dos métodos de modo a que seja possível identificar quais destes transmitem um maior grau de confiança e fiabilidade.

De seguida (secção 5.1 e 5.2), apresentam-se graficamente alguns dos resultados da análise de sensibilidade realizada e descrevem-se as considerações efetuadas para a sua obtenção. Na secção 5.3 são discutidos e analisados os resultados obtidos.

5.1. Altura de onda H compatível com a profundidade d

Os métodos apresentados na secção 4.3.1 têm como principal objetivo a estimativa do valor da altura máxima, $H_{máx}$, e/ou significativa máxima, H_s , de uma onda regular e/ou irregular, admitida por uma dada profundidade. De acordo com estes, conclui-se que a inclinação dos fundos, a altura de onda ao largo, o coeficiente de empolamento, refração e difração e a profundidade do local são parâmetros intervenientes em alguns dos métodos de cálculo indicados.

A profundidade do local é um parâmetro comum a todos os métodos apresentados anteriormente. Para uma melhor compreensão da sua influência na altura de onda de projeto foi avaliado o comportamento considerando profundidades num intervalo entre 1 e 15 metros.

Quando necessária a consideração do período de onda ao largo, foi admitida a Expressão 5.1 deduzida por Coelho (2005).

$$T_0 = 1.21H_0 + 6.92 \quad (5.1)$$

Foram ainda considerados para o parâmetro H_0 os valores 1, 2, 4, 7, 10 e 15 metros enquanto que para o parâmetro m , que representa o efeito da inclinação dos fundos, considerou-se os valores de 1, 2, 5 e 10%.

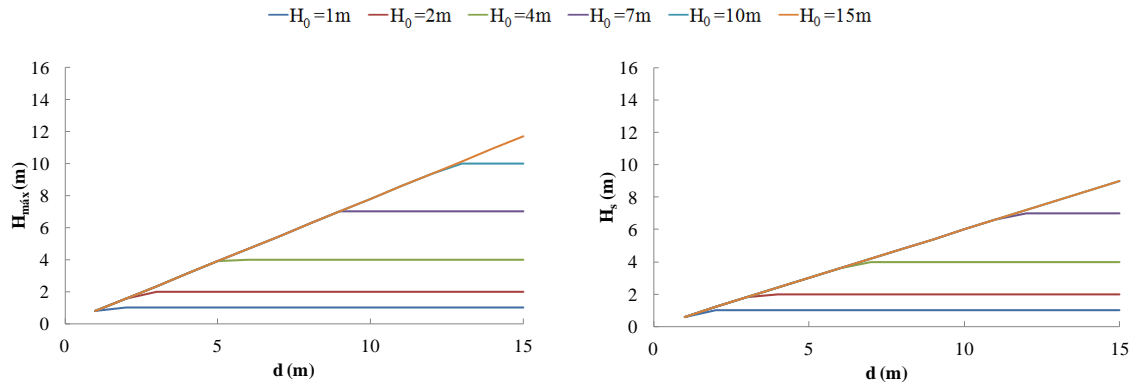
Para avaliar a influência da inclinação dos fundos no valor final da altura de onda, fez-se variar a altura de onda máxima e/ou significativa máxima em função da profundidade, d , para os 4 valores de m , fixando o parâmetro H_0 . Num segundo caso, para avaliar o efeito da altura de onda ao largo no comportamento de $H_{máx}$ e/ou H_s em função da profundidade, foram definidos 6 valores diferentes de H_0 , fixando o parâmetro m . Assim, para o primeiro caso obtem-se 6 gráficos, correspondentes a cada valor de H_0 pré-estabelecido e para o segundo caso 4 gráficos, correspondentes aos 4 valores distintos de m .

Por último, em todos os métodos aplicados, considerou-se para efeitos de simplificação do exercício, que a onda ao largo propaga-se sem obstáculos e paralelamente à costa ($K_d=1$ e $K_r=1$), o que torna a altura de onda ao largo igual à altura de onda equivalente ao largo.

Método da Teoria da onda solitária e CEM (Smith, 2003)

Através da análise da Expressão dada pela teoria da onda solitária é possível concluir que a altura de onda máxima admitida pelos fundos, imposta pelo fenómeno de rebentação, é dada exclusivamente em função da profundidade do local, d (Figura 5.1a). Apesar deste método não considerar o efeito da agitação ao largo, na Figura 5.1 está representado o comportamento de $H_{máx}$ para diferentes alturas de onda ao largo.

De notar que a análise realizada ao método de CEM (Smith, 2003) foi análoga ao da teoria da onda solitária (Smith, 2003), no entanto este método refere-se a ondas de carácter irregular (Figura 5.1b).



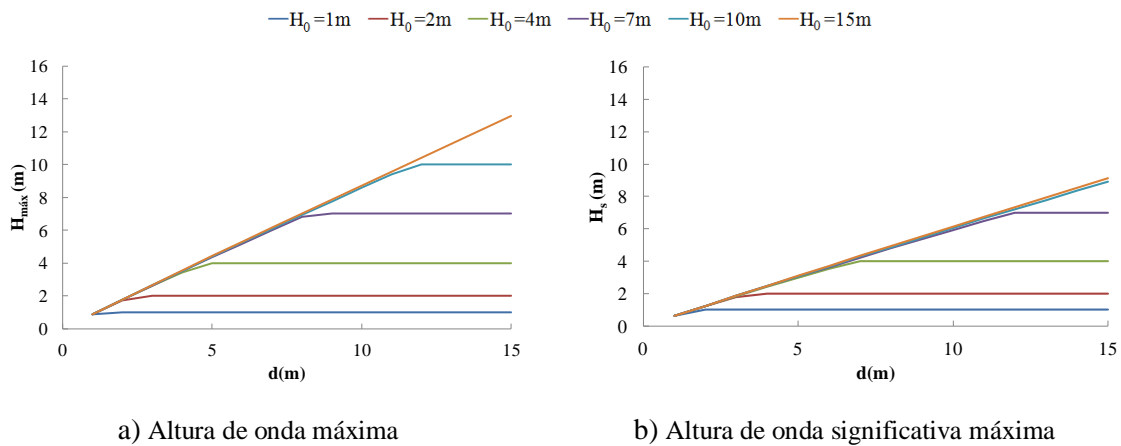
a) Recorrendo à teoria da onda solitária.

b) Recorrendo ao método de CEM.

Figura 5.1: Altura de onda máxima e significativa máxima, respetivamente, em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 .

CrITÉrio de Miche (1951)

Através da observação da Expressão de Miche (1951) para ondas regulares, verifica-se a influência da declividade da onda e do fator profundidade do local, no valor final da altura de onda. Pela análise das Expressões 4.13 a 4.20 conclui-se que é possível estabelecer uma relação entre as várias grandezas que representam a altura de onda, sendo que, uma vez calculada a altura de onda significativa dada pela Expressão 4.17 (ondas irregulares) é possível extrapolar as restantes grandezas. Assim, para o estudo da influência do parâmetro profundidade e altura de onda ao largo optou-se por calcular a altura de onda máxima e significativa máxima para diferentes valores de H_0 , em função da profundidade do local (Figura 5.2).



a) Altura de onda máxima

b) Altura de onda significativa máxima

Figura 5.2: Altura de onda em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o critério de Miche (1951) para ondas regulares e irregulares.

Método de Weggel (1972)

Para ondas regulares, Weggel (1972) propõe a Expressão 4.21 para o cálculo da máxima altura de onda compatível pelos fundos. Conforme indicado em 4.3.1, a resolução deste cálculo depende da inclinação dos fundos e da declividade da onda, uma vez que é apenas aplicável para $m \leq 0.1$ e $H'_0/L_0 \leq 0.06$. Verificadas as condições referidas, estudou-se a influência da profundidade do local, d , do período de onda e da inclinação dos fundos no valor final da altura de onda, obtida pela Expressão 4.21 (Figura 5.3 e Figura 5.4).

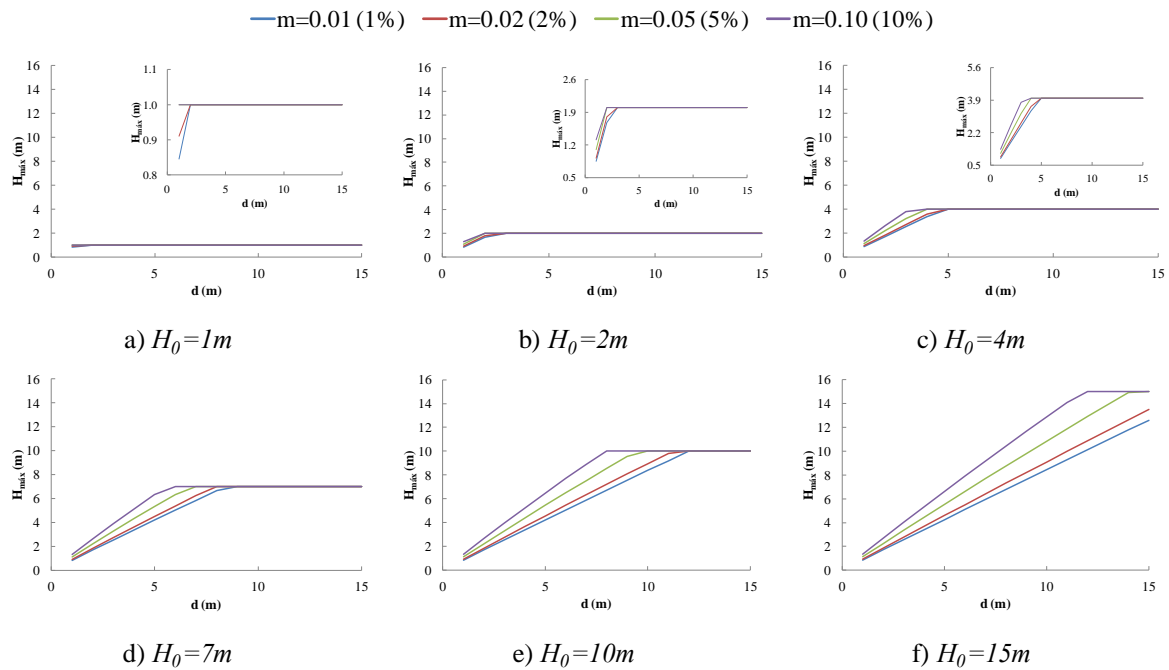
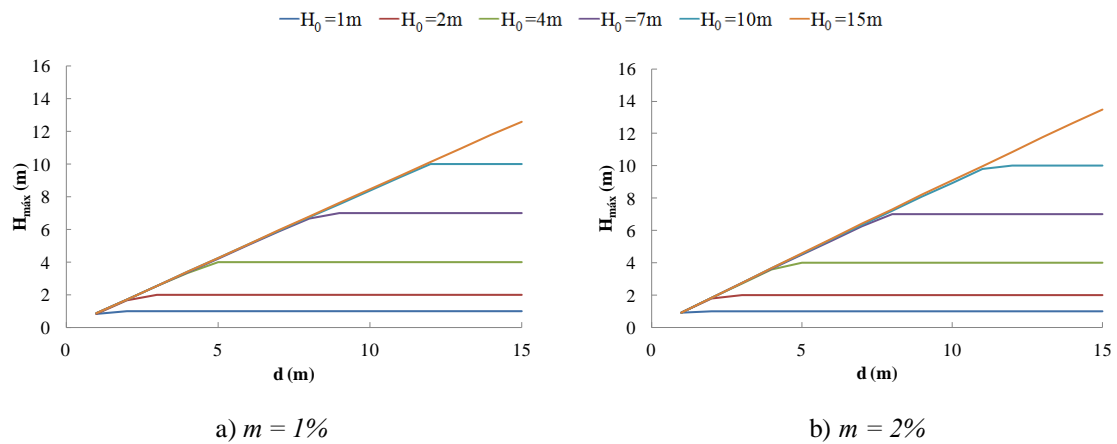


Figura 5.3: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Weggel (1972).



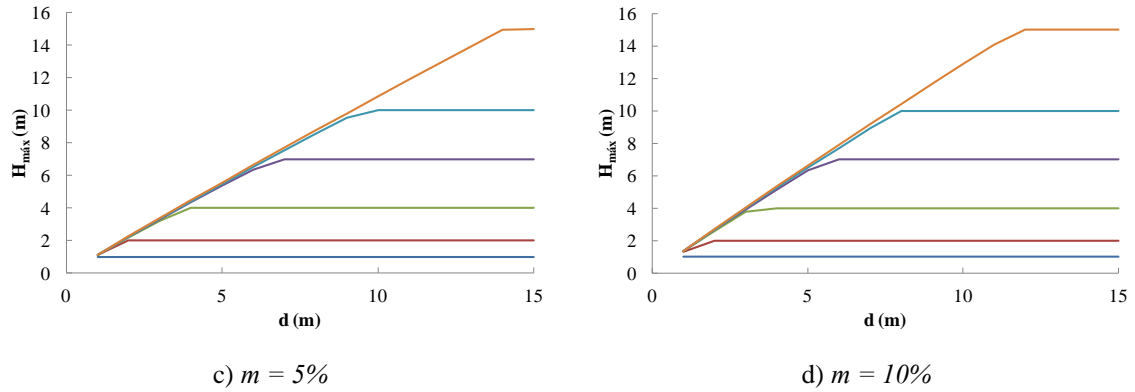
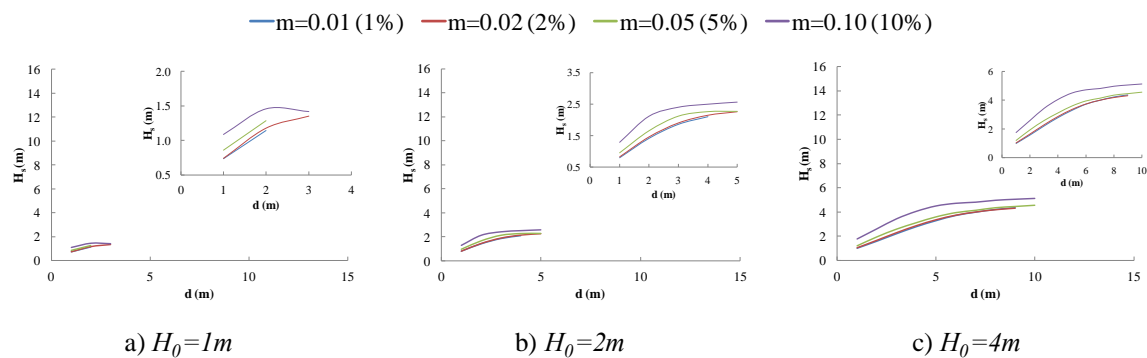


Figura 5.4: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Weggel (1972).

Método de Seelig (1979)

De acordo com os ábacos propostos por Seelig (1979), apresentados em anexo deste documento, verifica-se que a altura significativa máxima compatível com uma dada profundidade, é dada em função da declividade da onda e da inclinação dos fundos do mar. Efeitos do fenómeno de empolamento e dos fenómenos de refração e difração são considerados indiretamente através dos ábacos e da altura de onda equivalente ao largo, respetivamente. Desta forma, seguindo o procedimento descrito pelo método 1 (apresentado em anexo), foi estudada a influência dos parâmetros envolvidos no cálculo da altura de onda significativa máxima. No estudo de sensibilidade realizado (Figura 5.5 e Figura 5.6) optou-se apenas por aplicar o método 1, pois o objetivo desta análise é partir dos dados de agitação ao largo e não locais, para prever a altura de onda significativa máxima que poderá ocorrer no local em estudo.



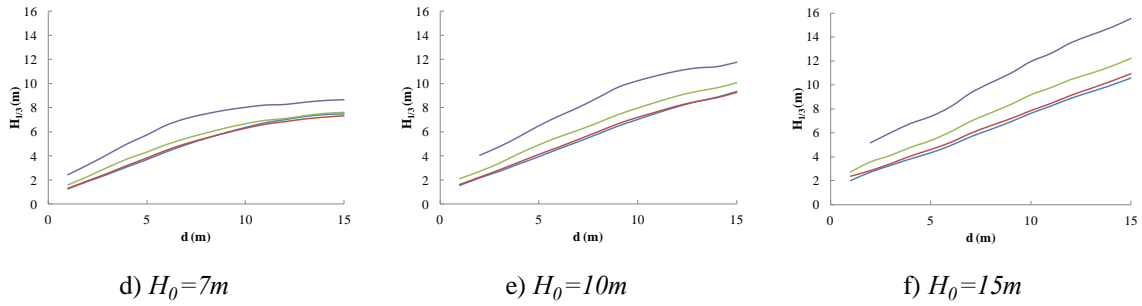


Figura 5.5: Altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Seelig (1979).

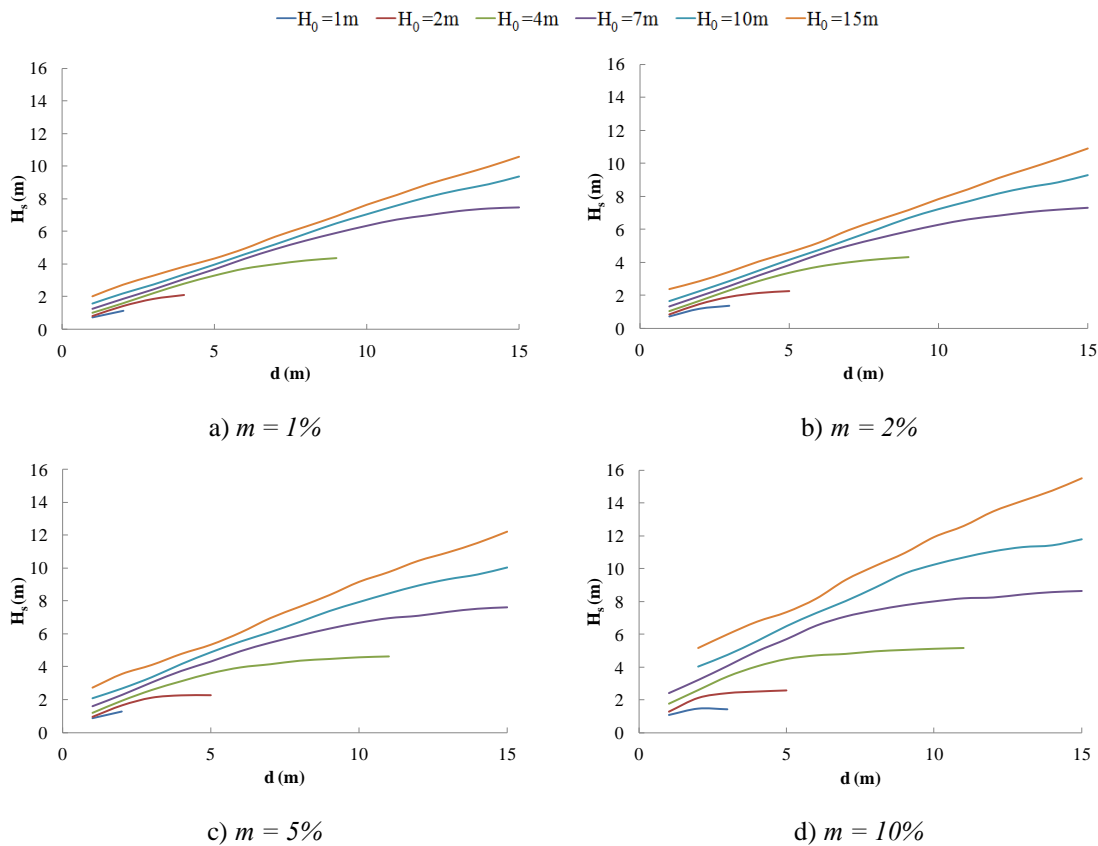


Figura 5.6: Altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Seelig (1979).

Método de Goda (1985)

De forma análoga ao método de Seelig (1979), na proposta de Goda (1985), analisou-se a influência da declividade da onda, e da inclinação dos fundos, no valor final da altura de onda, pressupondo que o efeito do fenómeno de empolamento está presente. As Figuras seguintes apresentam os resultados da análise de sensibilidade efetuada, para a Expressão 4.27 e 4.26, isto é, para o cálculo da altura de onda máxima e significativa máxima.

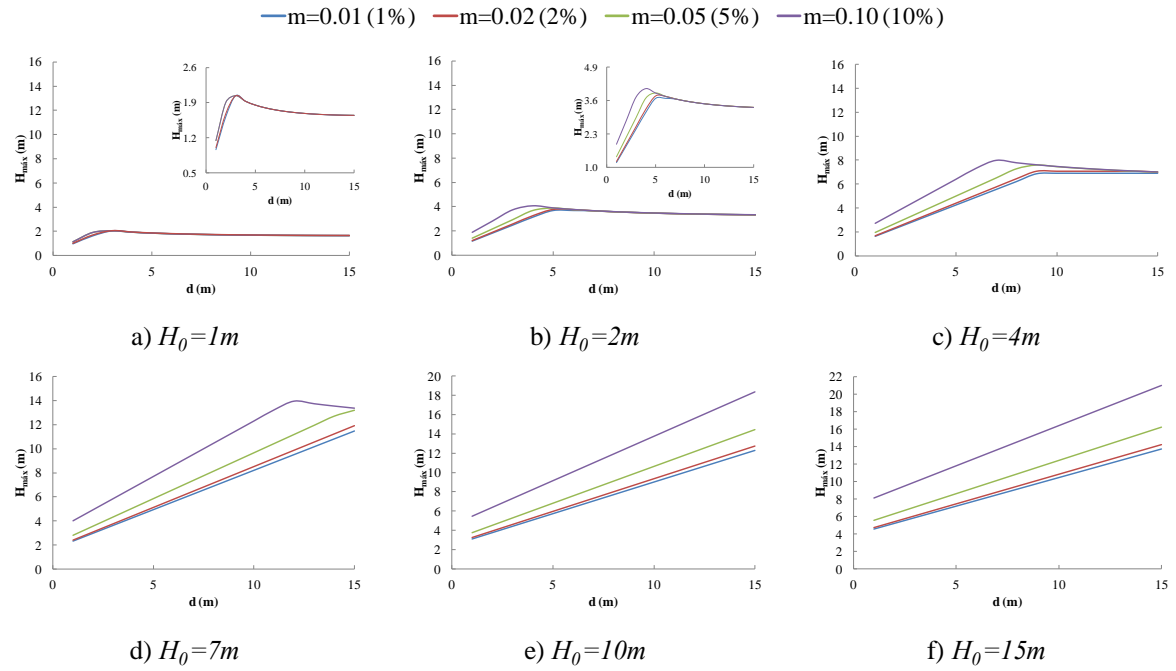


Figura 5.7: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Goda (1985).

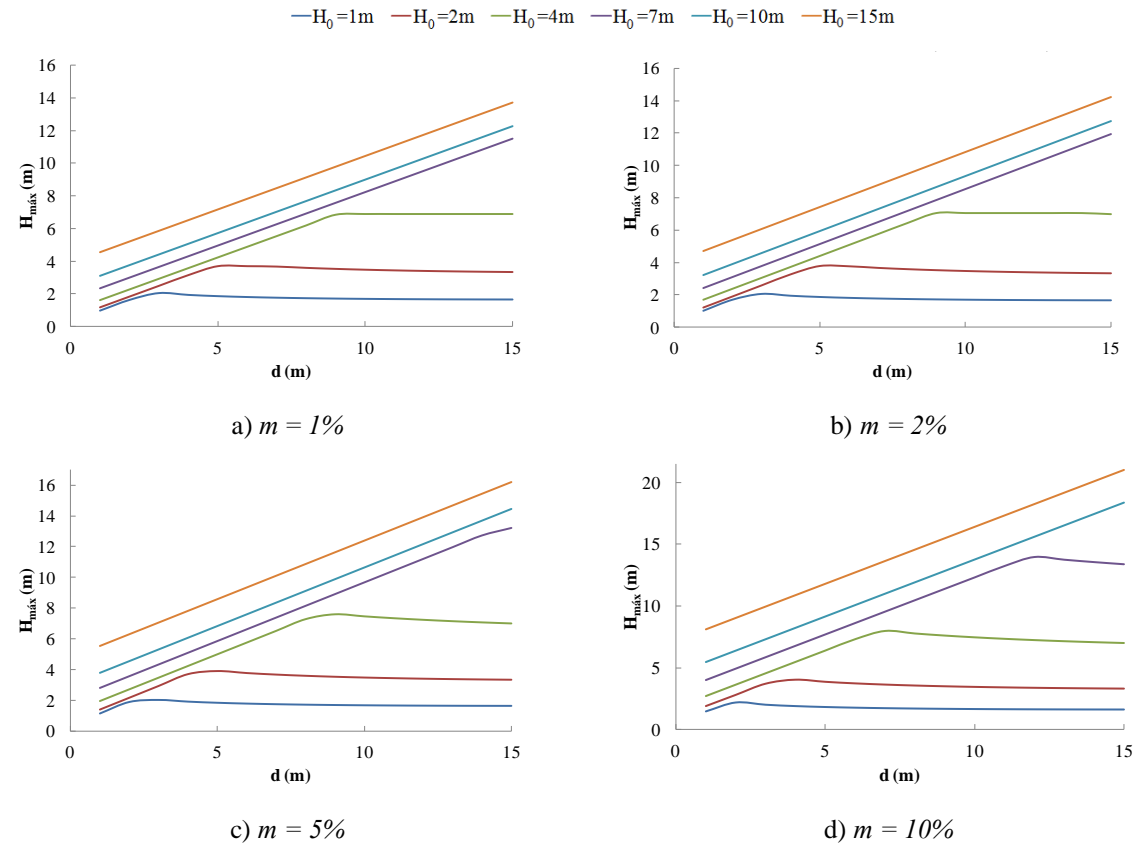


Figura 5.8: Variação da altura de onda máxima em função da profundidade, d , para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Goda (1985).

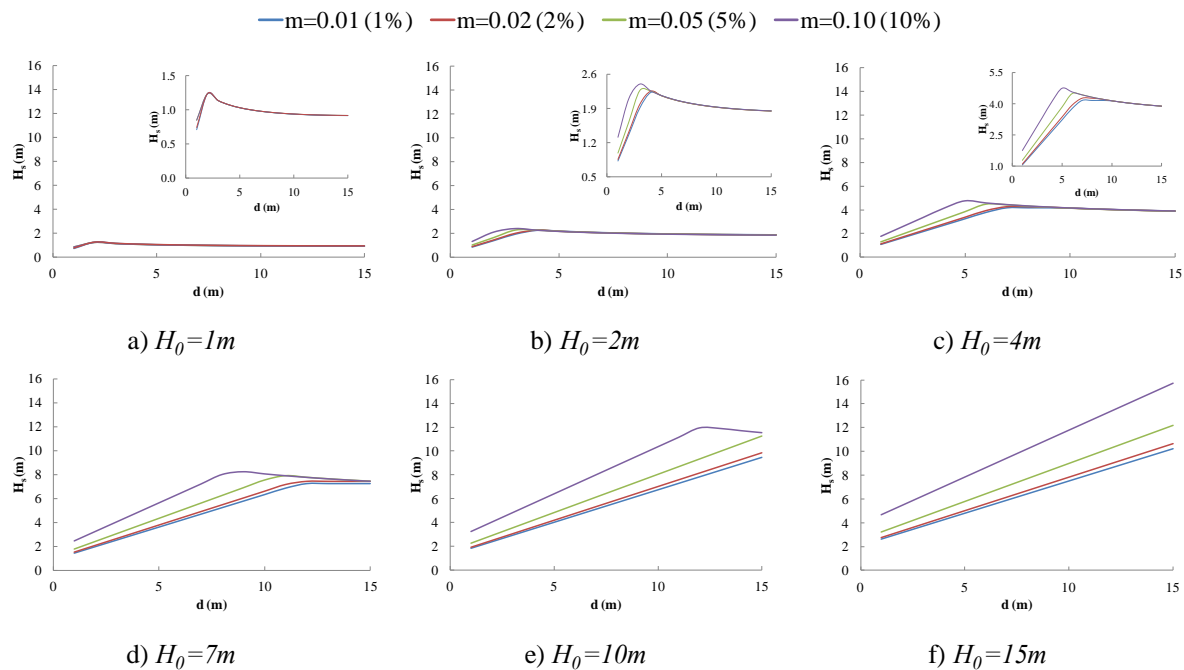


Figura 5.9: Variação da altura de onda significativa em função da profundidade, d , para diferentes valores de m , utilizando o método de Goda (1985).

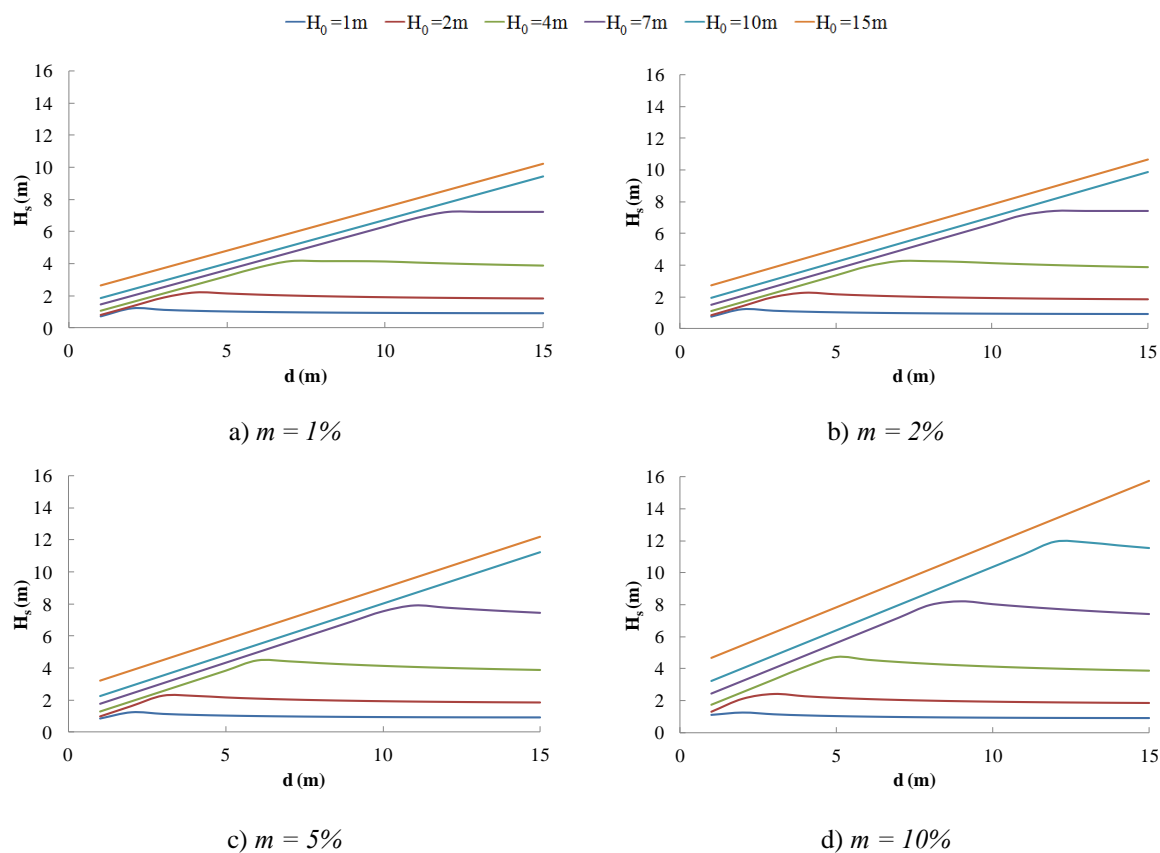


Figura 5.10: Variação da altura de onda significativa em função da profundidade, d para diferentes valores de H_0 , utilizando o método de Goda (1985).

5.2. Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação

Os métodos apresentados em 4.3.2 (Seelig, 1980 e Goda, 1985), permitem estimar o valor máximo ou valor de pico da altura de onda que ocorre na zona de rebentação, bem como, a profundidade correspondente, em função da inclinação dos fundos e declividade da onda. Por outras palavras, estes métodos permitem determinar as zonas mais sensíveis para construção de estruturas costeiras, isto é, as zonas mais suscetíveis de sofrer grandes variações da altura de onda.

Os métodos de Seelig (1980) e Goda (1985) baseiam-se em ábacos e por isso, de modo a facilitar a análise de sensibilidade, aproximaram-se Expressões representativas das curvas dos gráficos da Figura 4.3a e Figura 4.4a (Tabela 5.1 e Tabela 5.2).

Tabela 5.1: Expressões das curvas da Figura 4.3a, referente ao método de Seelig (1980).

Curvas da Figura 4.3a	Expressões para o cálculo de $H_{s\max}$
m=1/100	$0.5089 \times x^{-0.212}$
m=1/20	$0.4729 \times x^{-0.234}$
m=1/10	$0.4856 \times x^{-0.243}$

Tabela 5.2: Expressões das curvas da Figura 4.4a, referente ao método de Goda (1985).

Curvas da Figura 4.4a	Expressões para o cálculo de $H_{s\max}$
m=1/100	$0.4304 \times x^{-0.243}$
m=1/30	$0.4476 \times x^{-0.244}$
m=1/20	$0.4253 \times x^{-0.262}$
m=1/10	$0.4226 \times x^{-0.285}$

Em seguida apresenta-se o estudo da influência dos parâmetros envolvidos, para cada método, no valor final da altura significativa de pico e respetiva profundidade.

Método de Seelig (1980) e Goda (1985)

O estudo realizado a estes métodos foi semelhante. Na aplicação destes, foram analisadas duas situações, nomeadamente a variação da altura de onda significativa de pico em função da altura de onda ao largo e a variação da profundidade a que ocorre a altura de onda

significativa máxima na zona de rebentação, em função de H_0 . As Figuras seguintes mostram os resultados obtidos para o método de Seelig (1980) e Goda (1985), respetivamente.

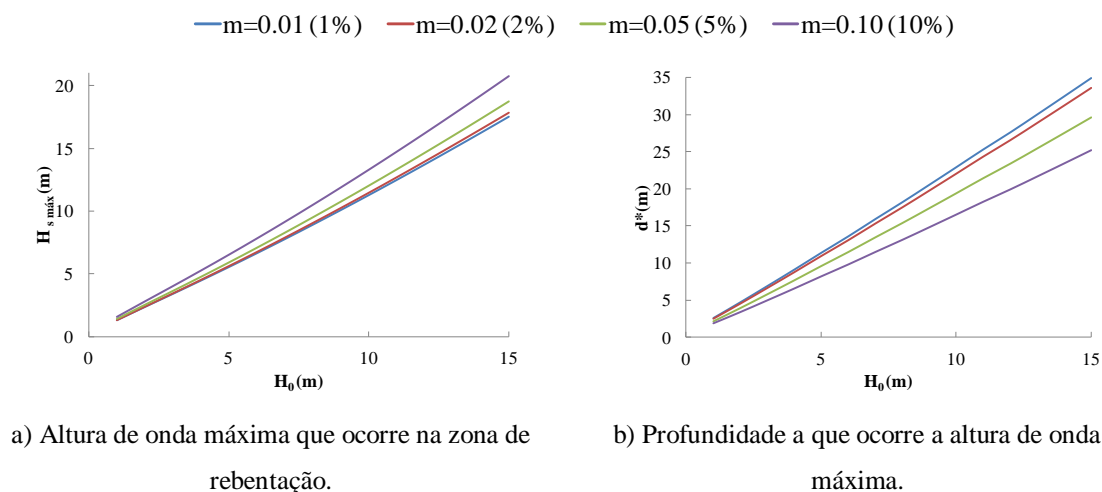


Figura 5.11: Aplicação do método de Seelig (1980) para diferentes valores de m .

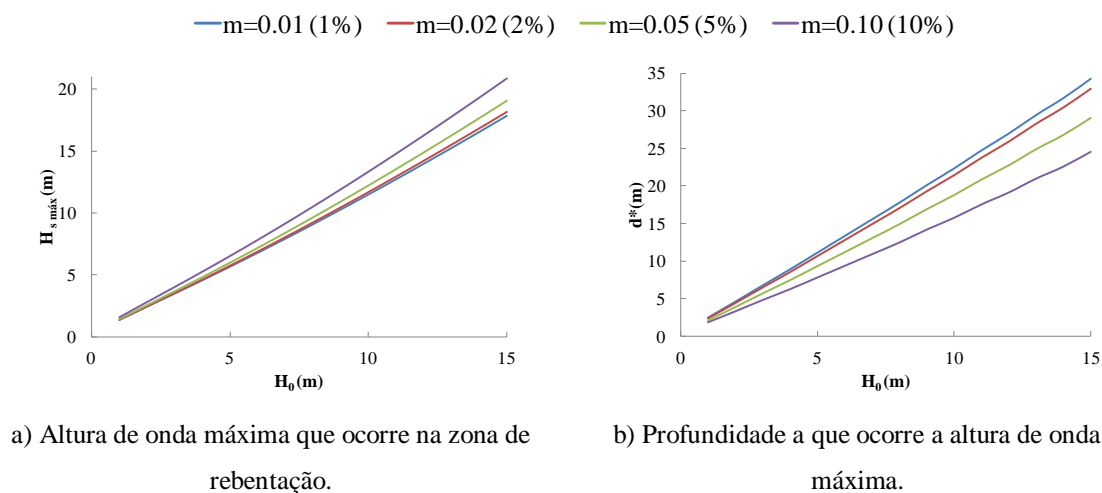


Figura 5.12: Aplicação do método de Goda (1985) para diferentes valores de m .

5.3. Discussão dos Resultados

Uma vez apresentadas as análises de sensibilidade realizadas, na presente secção analisam-se e interpretam-se os resultados obtidos, primeiramente numa perspetiva global,

mais genérica, e depois de forma individual, avaliando os comportamentos específicos de cada método.

No estudo da influência dos vários parâmetros envolvidos nas formulações e ábacos apresentados, propostos com o objetivo de determinar a altura de onda condicionada pelos fundos, verificou-se que a inclinação dos fundos, m , as características da agitação ao largo (H_0 e T_0), os fenómenos de transformação da onda (empolamento, difração e refração) e a profundidade do local são os principais fatores intervenientes. No entanto, nem todos os métodos aqui apresentados, consideram todos estes parâmetros em simultâneo, e nem todos são aplicáveis para a caracterização de ondas de carácter irregular, pelo que na comparação dos resultados é necessário ter em atenção os limites de aplicabilidade de cada um.

Assim sendo, no que diz respeito ao carácter regular/irregular da agitação conclui-se, através dos resultados obtidos pelo método de Weggel (1972), deduzido para ondas monocromáticas, que este resulta em valores significativamente mais baixos para a altura de onda máxima, $H_{máx}$, comparativamente com o método de Goda (1985), deduzido para ondas irregulares. No entanto, ambos confirmam a tendência do aumento da altura de onda para valores crescentes de inclinação dos fundos.

Comparando os métodos de Weggel (1972) e Seelig (1979) através da relação apresentada pela Expressão 4.6, concluiu-se, de forma análoga ao método de Goda (1985), que o método de Seelig (1979) apresenta resultados muito superiores para altura de onda significativa, em todas as condições de análise (para diferentes valores de H_0 e de m).

Relativamente aos resultados obtidos pelos métodos de Seelig (1979) e Goda (1985) verifica-se que a percentagem de variação entre ambos é relativamente baixa (até 8%) para declives dos fundos acentuados ($m=10\%$), enquanto que para inclinações mais suaves a relação entre estes aumenta, atingindo os 18% de variação. Complementarmente, por comparação dos resultados obtidos por estes dois métodos, com os valores obtidos por aplicação do critério de Miche (ondas irregulares, Expressão 4.17) conclui-se, para a generalidade dos casos, que este último conduz a valores mais baixos da altura de onda significativa. No entanto, a relação entre os resultados do método de Goda e do critério de Miche, para alturas de onda ao largo iguais a 1, 2 e 4 metros e profundidades superiores a 7, 9 e 13, respetivamente, demonstra ser o critério de Miche o mais conservativo na

estimativa da altura de onda, devido essencialmente ao fenómeno de empolamento considerado no método de Goda.

De entre os vários métodos que não têm em consideração o parâmetro m , salientam-se a teoria da onda solitária, o método de CEM (Smith, 2003) e o critério de Miche (1951).

Pela análise dos resultados obtidos, verifica-se que a teoria da onda solitária traduz sempre valores mais baixos de $H_{m\acute{a}x}$ comparativamente com os valores obtidos pelo método de Goda (ondas irregulares), critério de Miche (ondas regulares, Expressão 4.13) e método de Weggel (ondas regulares). Desta forma, conclui-se que a aplicação da teoria da onda solitária na estimativa da onda de projeto, H_{proj} , conduz a um subdimensionamento do peso dos blocos do manto resistente, W , da estrutura de defesa costeira.

Por outro lado, verifica-se em comparação com o método de Goda (Expressão 4.26), de Seelig (1979) e o critério de Miche (ondas irregulares) que o método de CEM (Smith, 2003) resulta também em valores mais baixos de H_s , na generalidade dos casos. No entanto este método apresenta, para o caso de profundidades mais elevadas (entre 6 e 15 metros) e alturas de onda ao largo mais baixas (entre 1 e 4 metros), valores superiores de H_s comparativamente com o método de Goda (1985) devido ao fenómeno de empolamento da onda presente neste último método.

Falta ainda comparar os resultados obtidos pelo método de Weggel (1972) e o critério de Miche (1972), deduzidos para ondas regulares. Da análise efetuada verifica-se que a relação entre ambos é variável (essencialmente devido ao fato do critério de Miche não ter em conta o parâmetro m). Para inclinações dos fundos igual a 1% o critério de Miche apresenta resultados superiores relativamente ao método de Weggel, enquanto que para valores de m superiores, a situação inverte-se. De referir que, quanto maior o valor da inclinação dos fundos, maior a percentagem de variação entre estes métodos (atingindo o valor máximo de percentagem de variação de 52% para baixas profundidades e $m=10\%$).

Por último, verifica-se que os resultados obtidos pelos métodos propostos por Seelig (1980) e Goda (1985), para determinar a altura de onda significativa máxima que ocorre na zona de rebentação e a profundidade do local correspondente, encontram-se muito próximos. O método de Goda apresenta valores ligeiramente superiores para a altura de onda de pico (acrécimo até 2% no valor final de $H_{s\acute{m}áx}$) e o método de Seelig (1980) para a profundidade (acrécimo entre 2 e 5% no valor final de d^*).

De salientar que, para os vários métodos de cálculo apresentados, um aumento da inclinação dos fundos e da altura de onda ao largo provoca um acréscimo no valor final da altura de onda máxima e/ou significativa máxima admitida por estes.

5.3.1. Altura de onda H compatível com a profundidade d

Método da Teoria da onda solitária (Smith, 2003)

A teoria da onda solitária, considera que a máxima altura de onda incidente que poderá atingir uma estrutura é apenas condicionada pela profundidade do local, não tendo em conta parâmetros hidrodinâmicos característicos das condições de agitação ao largo. Por interpretação da Figura 5.1a é possível concluir que quanto maior é o valor da altura de onda ao largo maior será a profundidade de rebentação da onda regular, registando-se a existência de uma envolvente para a qual as curvas correspondentes a diferentes valores de H_0 tendem. Essa envolvente representa a curva correspondente à altura de onda máxima, condicionada pelo fenómeno de rebentação, para cada valor da profundidade do local considerado.

CrITÉrio de Miche (1951)

No estudo de sensibilidade para este critério foram analisadas as Expressões 4.13 (Figura 5.2a) e 4.17 (Figura 5.2b), para ondas regulares e irregulares, respetivamente.

Em comparação com a teoria da onda solitária, o critério de Miche (1951), acrescenta parâmetros intervenientes no cálculo H_s e/ou $H_{máx}$, nomeadamente parâmetros relativos às condições da agitação ao largo e locais. Este facto modifica o comportamento geral das curvas da Figura 5.1a, obtendo-se um acréscimo na ordem de 10 a 14% no valor final da altura de onda máxima, conforme representado na Figura 5.2a. Por interpretação do comportamento das curvas da Figura 5.2a e Figura 5.2b conclui-se que para alturas de onda superiores a 15 metros e 10 metros, respetivamente, profundidades do local inferiores a 15 metros tem grande influência no cálculo final da altura de onda admitida pelos fundos.

Método de Weggel (1972)

Na generalidade dos casos analisados, para condições de agitação ao largo iguais e inclinações dos fundos a variar entre 1 e 10% conclui-se a não linearidade da influência de

m no valor de $H_{m\acute{a}x}$. Por observação da Tabela 5.3 verifica-se que, para valores mais baixos do parâmetro m (entre 1 a 5%), o máximo acréscimo percentual no valor final da altura de onda máxima varia no intervalo de 5 a 32%, enquanto que para inclinações mais acentuadas, isto é, entre 5 e 10%, o máximo desse incremento é de 20%. Esta gama de valores percentuais deve-se essencialmente à influência da profundidade local e da altura de onda ao largo, sendo possível verificar que valores de H_0 mais elevados e d menores conduzem a percentagens de variação mais elevadas. Assim, conclui-se, por aplicação do método de Weggel (1972), que a influência do parâmetro m aumenta com a diminuição da profundidade local e inclinação dos fundos e com o acréscimo do valor da altura de onda ao largo.

Tabela 5.3: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda máxima, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Weggel, 1972).

d (m)	Relação de valor $H_{m\acute{a}x\ m=5\%}/H_{m\acute{a}x\ m=1\%}$						Relação de valor $H_{m\acute{a}x\ m=10\%}/H_{m\acute{a}x\ m=5\%}$					
	H_0 (m)						H_0 (m)					
	1	2	4	7	10	15	1	2	4	7	10	15
1	18	29	31	31	32	32	0	19	20	20	20	20
2	0	19	29	30	31	32	0	0	19	20	20	20
3	0	0	27	29	30	31	0	0	18	19	20	20
4	0	0	19	28	30	31	0	0	0	19	19	20
5	0	0	0	27	29	30	0	0	0	18	19	20
6	0	0	0	26	28	30	0	0	0	10	19	19
7	0	0	0	20	28	30	0	0	0	0	18	19
8	0	0	0	5	27	29	0	0	0	0	17	19
9	0	0	0	0	26	29	0	0	0	0	5	19
10	0	0	0	0	19	28	0	0	0	0	0	19
11	0	0	0	0	9	28	0	0	0	0	0	18
12	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	16
13	0	0	0	0	0	27	0	0	0	0	0	8
14	0	0	0	0	0	27	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	19	0	0	0	0	0	0

Na Figura 5.3 não é visível qualquer pico referente ao valor da altura de onda máxima. Entende-se que isto deve-se ao fato de ser um método deduzido para ondas regulares, que não tem em consideração os fenómenos de transformação da onda, nomeadamente, o empolamento, a refração e a difração. No entanto, através da análise da Figura 5.3a ($H_0 = 1\text{m}$) é possível verificar que inclinações dos fundos entre 5 e 10% nada influenciam

o valor da altura de onda máxima admitida por estes, enquanto que para alturas de onda ao largo superiores, já começa a ser visível a influência dos diferentes valores de m no valor final da altura de onda máxima.

Por outro lado analisando a Figura 5.4 nota-se que no caso particular de alturas de onda iguais a 15 metros, valores de m entre 1 e 2% condicionam completamente o valor da altura de onda máxima até 15 metros de profundidade.

Método de CEM (Smith, 2003)

Analogamente ao método da teoria da onda solitária, o método de CEM (Smith, 2003) considera que a altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$, que pode ocorrer em águas pouco profundas, é condicionada apenas pela profundidade do local. Por observação da Figura 5.1b é possível concluir que quanto maior é o valor da altura de onda ao largo maior será a profundidade de rebentação da onda irregular.

Método de Seelig (1979)

Conforme referido anteriormente, o método de Seelig (1979) baseia-se em 4 ábacos correspondentes a 4 valores diferentes da inclinação dos fundos, m . Na análise de comportamentos efetuada verifica-se que, para casos em que a altura de onda ao largo, H_0 , é inferior a 7 metros (exclusive), os ábacos não são aplicáveis para profundidades superiores a 2.0 a 2.75 vezes a altura de onda ao largo. Isto deve-se ao fato de o efeito dos fundos só se fazer sentir para profundidades inferiores. Acrescenta-se ainda que, no caso de inclinações dos fundos iguais a 10%, as alturas de onda ao largo de 10 e 15 metros não atingem profundidades inferiores a 1 metro (rebetam antes), sendo por este motivo o método de Seelig não aplicável a essas profundidades.

No que se refere à influência de m , concluiu-se que o acréscimo no valor final da altura significativa admitida pelos fundos não é linear, isto é, para gamas de inclinação dos fundos elevadas, entre 5% e 10%, o aumento de H_s é mais significativo, do que quando consideradas gamas mais baixas (Tabela 5.4). No primeiro caso (valores de m entre 5 e 10%), até profundidades aproximadamente iguais ao valor da altura de onda ao largo, o valor máximo desse acréscimo varia entre 26% e 53% enquanto que no segundo (valores de m entre 1 a 5%) o acréscimo é cerca de 11 e 37% (sendo as maiores percentagens

correspondentes a profundidades locais baixas e valores de H_0 elevados). Passado essa marca a influência de m diminui significativamente.

Contrariamente ao que acontece com o método de Goda (1985) e Weggel (1972), os resultados obtidos por este método mostram que existe um intervalo de H_0 , nomeadamente, entre 2 e 7 metros, para as quais, a partir de profundidades aproximadamente da mesma ordem de grandeza que H_0 , os valores de H_s para inclinações de fundo de 1%, são superiores aos valores da altura da onda para m igual a 2%. Para valores em que H_0 é superior a 7 metros, o valor final da altura significativa assume-se proporcional à inclinação dos fundos.

Tabela 5.4: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda significativa, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Seelig, 1979).

d (m)	Relação de valor $H_{s\,m=5\%}/H_{s\,m=1\%}$						Relação de valor $H_{s\,m=10\%}/H_{s\,m=5\%}$					
	H_0 (m)						H_0 (m)					
	1	2	4	7	10	15	1	2	4	7	10	15
1	17	20	22	25	34	37	27	34	46	53		
2	12	17	23	22	24	32	14	28	34	42	51	45
3		14	17	24	24	26		13	33	35	41	46
4		8	12	21	25	26		11	30	33	34	42
5			9	17	24	24		13	25	33	33	38
6			6	14	21	23			20	32	32	35
7			4	11	18	23			16	30	31	34
8			3	8	16	22			14	27	31	33
9			2	7	14	21			14	23	31	31
10			4	5	13	20			13	20	29	30
11				3	12	19			12	18	26	29
12				2	11	18				16	23	29
13				1	10	16				15	21	29
14				2	9	16				14	19	28
15				2	8	15				14	17	27

Método de Goda (1985)

No método de Goda (1985), foi analisada a influência da inclinação dos fundos, m , e da altura de onda ao largo, H_0 , no valor da altura máxima (Expressão 4.27) e significativa máxima (Expressão 4.26) admitida pelos fundos em função da profundidade do local.

Concluiu-se de uma maneira geral que, para as mesmas condições de agitação ao largo e inclinações entre 1 e 5%, o máximo aumento percentual no valor final da altura de onda

significativa máxima é de cerca de 22% (Tabela 5.5) enquanto que para inclinações maiores, isto é, entre 5 e 10% o acréscimo é de 30 a 45% (percentagem definida consoante a altura de onda ao largo e profundidade local considerada). Por observação da Figura 5.10e, verifica-se ainda que para inclinações entre 1 e 5%, alturas de onda superiores a 10 metros apresentam comportamentos lineares em função da profundidade, isto é, são fortemente influenciadas pelos fundos. Assim, conclui-se que quanto maior o valor de m , maior será a influência dos fundos no valor final da altura de onda significativa, H_s .

Tabela 5.5: Percentagem de variação entre os resultados obtidos para a altura de onda significativa, para inclinações dos fundos de 1 e 5% e 5 e 10% (utilizando o método de Goda, 1980).

d (m)	Relação de valor $H_{s\,m=5\%}/H_{s\,m=1\%}$						Relação de valor $H_{s\,m=10\%}/H_{s\,m=5\%}$					
	H_0 (m)						H_0 (m)					
	1	2	4	7	10	15	1	2	4	7	10	15
1	19	20	20	21	21	22	30	33	37	41	43	45
2	0	19	20	20	21	21	0	29	32	36	39	41
3	0	19	19	20	20	21	0	6	30	33	36	39
4	0	1	19	20	20	20	0	0	29	32	34	37
5	0	0	19	19	20	20	0	0	23	30	32	35
6	0	0	19	19	20	20	0	0	2	29	31	34
7	0	0	6	19	19	20	0	0	0	29	31	33
8	0	0	4	19	19	20	0	0	0	28	30	32
9	0	0	1	19	19	20	0	0	0	20	29	32
10	0	0	0	19	19	19	0	0	0	7	29	31
11	0	0	0	15	19	19	0	0	0	0	28	31
12	0	0	0	7	19	19	0	0	0	0	28	30
13	0	0	0	5	19	19	0	0	0	0	19	30
14	0	0	0	4	19	19	0	0	0	0	10	29
15	0	0	0	3	19	19	0	0	0	0	3	29

Na Figura 5.9 é possível verificar, em alguns dos gráficos, a existência de um pico para o valor da altura de onda significativa máxima admitida pelos fundos (com exceção de ondas com $H_0 = 15$ m, para todas as inclinações). Este pico representa o valor máximo da altura de onda significativa ocorrente em toda a zona de rebentação e é visível para alturas de onda até 4 metros (inclusive) para todas as inclinações dos fundos estudadas. Verifica-se ainda que, para inclinações de 1 e 2%, o pico representado na Figura 5.9c ($H_0 = 4$ m) ocorre num grande intervalo de profundidades, nomeadamente de 7 a 8 m e 7 a 9 m, respetivamente.

No caso particular de alturas de onda ao largo iguais a 7 metros, Figura 5.9d, verifica-se que para inclinações mais baixas (até 2%) esse máximo deixa de ser visível para profundidades até 15 metros, tomando um valor constante a partir de 12 metros de profundidade.

Através da Figura 5.9e ($H_0 = 10$ m) conclui-se que o valor de pico da altura de onda significativa é apenas visível para inclinações de 10%. Desta forma, deduz-se que para alturas de onda ao largo superiores a 10 metros o valor máximo da altura de onda significativa que ocorre na zona de rebentação acontece para profundidades superiores a 15 metros.

No que respeita à altura de onda máxima admitida pelos fundos, $H_{m\acute{a}x}$ (Expressão 4.27) os resultados obtidos na análise de sensibilidade mostram que $H_{m\acute{a}x} = 1.3 \leftrightarrow 1.8 H_s$ (consoante a altura de onda e profundidade considerada). A Tabela seguinte mostra os resultados obtidos para esta relação de alturas de onda no caso de $m=1\%$ e $m=10\%$.

Tabela 5.6: Relação entre alturas de onda máxima e significativa (utilizando o método de Goda).

d (m)	Relação de valor $H_{m\acute{a}x}/H_s$ (m=1%)						Relação de valor $H_{m\acute{a}x}/H_s$ (m=10%)					
	H_0 (m)						H_0 (m)					
	1	2	4	7	10	15	1	2	4	7	10	15
1	1.4	1.4	1.5	1.6	1.7	1.7	1.4	1.4	1.5	1.6	1.7	1.7
2	1.3	1.3	1.4	1.5	1.6	1.6	1.8	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
3	1.8	1.3	1.4	1.4	1.5	1.6	1.8	1.6	1.4	1.4	1.5	1.6
4	1.8	1.4	1.3	1.4	1.5	1.5	1.8	1.8	1.3	1.4	1.5	1.5
5	1.8	1.7	1.3	1.4	1.4	1.5	1.8	1.8	1.3	1.4	1.4	1.5
6	1.8	1.8	1.3	1.3	1.4	1.5	1.8	1.8	1.6	1.3	1.4	1.5
7	1.8	1.8	1.3	1.3	1.4	1.4	1.8	1.8	1.8	1.3	1.4	1.4
8	1.8	1.8	1.5	1.3	1.4	1.4	1.8	1.8	1.8	1.3	1.4	1.4
9	1.8	1.8	1.6	1.3	1.3	1.4	1.8	1.8	1.8	1.4	1.3	1.4
10	1.8	1.8	1.7	1.3	1.3	1.4	1.8	1.8	1.8	1.5	1.3	1.4
11	1.8	1.8	1.7	1.3	1.3	1.4	1.8	1.8	1.8	1.7	1.3	1.4
12	1.8	1.8	1.7	1.3	1.3	1.4	1.8	1.8	1.8	1.8	1.3	1.4
13	1.8	1.8	1.7	1.4	1.3	1.4	1.8	1.8	1.8	1.8	1.4	1.4
14	1.8	1.8	1.8	1.5	1.3	1.3	1.8	1.8	1.8	1.8	1.5	1.3
15	1.8	1.8	1.8	1.6	1.3	1.3	1.8	1.8	1.8	1.8	1.6	1.3
A relação $H_{m\acute{a}x}/H_s$ mantém-se de $m=1\%$ para $m=10\%$.												
A relação $H_{m\acute{a}x}/H_s$ decresce de $m=1\%$ para $m=10\%$ com diferenças inferiores a 0.01.												

Os resultados obtidos para as várias inclinações avaliadas mostram que não é possível estabelecer uma relação de proporcionalidade entre a relação $H_{m\acute{a}x}/H_s$ e o parâmetro m . Verifica-se também que esta relação não varia linearmente com a altura de onda ao largo.

5.3.2. Máximo da altura de onda e profundidade correspondente dentro da zona de rebentação

Método de Seelig (1979) e Goda (1985)

Como dito anteriormente, os resultados obtidos pela análise de sensibilidade quer por um método quer por outro foram muito próximos, pelo que, as conclusões obtidas para ambos foram as mesmas. Assim, verifica-se que a altura de onda significativa de pico que ocorre na zona de rebentação aumenta com a inclinação dos fundos e que este aumento é mais significativo para inclinações maiores (entre 5 e 10%). Para, valores de m entre 1 e 5%, o máximo aumento $H_{s\acute{m}a\acute{x}}$ é de 8%, enquanto que para valores superiores de m o máximo desse acréscimo é cerca de 9 a 11%. Para condições de agitação ao largo iguais e inclinações dos fundos crescentes, quanto maior é o valor da altura de onda significativa máxima que ocorre na zona de rebentação, menor é o valor da profundidade correspondente, e que portanto a relação entre estes dois parâmetros, isto é, $d^*/H_{s\acute{m}a\acute{x}}$, diminui à medida que a inclinação dos fundos aumenta (de $m=1\%$ para 10% verifica-se uma diminuição de aproximadamente 60%).

5.4. Notas finais

No presente capítulo pretendeu-se realizar uma análise de sensibilidade dos diversos parâmetros envolvidos nos vários métodos de cálculo da altura de onda influenciada pelos fundos, de forma a perceber a sua influência no valor de H_{proj} e consequentemente no valor final do peso unitário dos blocos do manto resistente da estrutura de defesa costeira.

Assim, de uma maneira geral percebeu-se que a declividade da onda e a inclinação dos fundos são parâmetros que influenciam de forma direta e proporcional o valor final da altura da onda condicionada pelo local, e que esta influência se distingue nos métodos que consideram a irregularidade da agitação, à exceção do método do CEM (Smith, 2003), que

não tem em consideração estes parâmetros, e Miche (1951), que apenas considera a altura de onda ao largo.

Dos resultados das análises de sensibilidade dos três métodos apresentados que têm em conta a inclinação dos fundos (Weggel, 1972; Seelig, 1979 e Goda, 1985), conclui-se que a influência da inclinação dos fundos, m , no valor da altura de onda admitida por estes vai diminuindo à medida que a profundidade do local aumenta. Conclui-se ainda, através dos resultados obtidos por aplicação dos métodos de Seelig (1979) e Goda (1985), que a influência de um incremento de 1% no valor de m , é mais significativa para inclinações maiores (5 a 10%), ao contrário do que acontece no método de Weggel (1972), deduzido para ondas regulares.

Verificou-se também pelo método de Goda (1985) que para alturas de onda superiores a 10 metros (inclusive), o valor de pico da altura de onda significativa máxima que ocorre na zona de rebentação acontece para profundidades maiores que 15 metros e o mesmo se confirma pelos métodos de Seelig (1979) e Goda (1985) apresentados em 4.3.2. A exceção desta conclusão acontece para valores da altura de onda ao largo iguais a 10 metros e inclinações dos fundos de 10%, em que o valor máximo da altura significativa da onda ocorre para profundidades entre 12 e 13 metros.

Acrescenta-se ainda que o pico da altura de onda significativa bem como a profundidade a que esta ocorre (Figura 5.9) obtida pelo método de Goda (1985) para alturas de onda ao largo até 4 metros está de acordo com os métodos propostos em 4.3.2.

Capítulo 6

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS COSTEIRAS DE TALUDE**

6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COSTEIRAS DE TALUDE

Segundo Pita (1986), até 1933 os projetistas apenas se podiam basear na experiência para dimensionamento de estruturas costeiras. A partir daí, surgiram várias fórmulas de dimensionamento dos blocos do manto resistente, sendo que o primeiro trabalho consistente nesse sentido deveu-se a Iribarren. No entanto, este não tomava em consideração o tipo de bloco, apenas propunha uma constante que tomaria valores diferentes consoante o bloco fosse de enrocamento ou de betão. Investigações posteriores sobre a estabilidade de quebra-mares vieram realçar as limitações da fórmula de Iribarren que levou ao aparecimento de várias outras propostas, tendo sido a fórmula de Hudson a que mereceu aceitação geral.

De acordo com Taveira-Pinto e Neves (2003), o pré-dimensionamento de estruturas de talude, em particular do seu manto resistente, é efetuado com base em fórmulas empíricas de cálculo, que permitem estimar o peso dos blocos que o constituem e que deverão resistir às diferentes solicitações, nomeadamente a agitação marítima. No entanto, segundo os mesmos autores, a generalidade destes métodos de dimensionamento foram baseados em simplificações teóricas e em resultados de ensaios com modelos reduzidos, considerando uma abordagem simplista da agitação, regular. Por este motivo algumas dessas formulações apresentam vários tipos de limitações de aplicabilidade, no que se refere à não consideração de muitos fatores hidrodinâmicos característicos da agitação marítima, nomeadamente o seu carácter irregular.

Assim, torna-se importante o desenvolvimento e o estudo de formulações, que incorporam este aspeto irregular da agitação, no dimensionamento de estruturas “pesadas” de defesa costeira. Neste capítulo serão apresentadas algumas dessas formulações consideradas mais relevantes para o dimensionamento do peso unitário dos principais tipos de blocos empregues no manto resistente de uma estrutura de defesa costeira, nomeadamente enrocamento, cubos de betão antifer, tetrápodes, acrópodes e dolos. Serão ainda apresentadas algumas propostas para o cálculo do peso unitário dos blocos das camadas subjacentes (ao manto resistente) bem como as formulações relativas ao cálculo dos diferentes parâmetros que constituem a secção transversal de uma estrutura de taludes.

O presente capítulo pretende servir de base para o pré-dimensionamento de estruturas de defesa costeira, tentando clarificar alguns aspetos relacionados com o campo de aplicação de algumas formulações, bem como os seus limites de aplicabilidade.

6.1. Metodologia de pré-dimensionamento

O primeiro passo para o pré-dimensionamento de estruturas será a escolha do tipo de bloco a empregar no manto resistente, aquele que feito de molde ou não, terá que resistir à ação das diferentes solicitações a que está sujeito, com o menor peso possível ou volume de betão possível (no caso de blocos de betão), e eficaz na dissipação da energia das ondas, reduzindo o espraçamento e galgamento.

Para além destas exigências, como referido na secção 3.3, a escolha do tipo de bloco é ainda influenciada por outros fatores, dos quais se salientam, as experiências anteriores com os vários tipos de blocos, o eventual pagamento de “direitos” para a utilização de uma dada fórmula e disponibilidades previsíveis de equipamento de fabrico e colocação.

O pé de talude, a cota da base do manto, o tipo, cota e largura do coroamento, assim como a espessura do manto e número de blocos por unidade de área, são características da estrutura que podem ser determinadas após o cálculo do peso individual dos blocos necessário para assegurar a estabilidade da inclinação de um determinado talude.

6.2. Dimensionamento dos blocos do manto resistente

Segundo Taveira-Pinto e Neves (2003) existem diversos métodos de pré-dimensionamento de estruturas costeiras de talude que consistem, basicamente, em diferentes fórmulas para determinação do peso dos blocos do manto resistente, peso este que deverá resistir às diferentes solicitações da estrutura (onda de projeto). No entanto a maior parte destas fórmulas empíricas não consideram aspetos relevantes tais como a complexidade da ação da agitação marítima (carácter irregular) e a forma e colocação aleatória de alguns blocos do manto resistente.

Face a estes considerandos, pretende-se em seguida apresentar algumas das formulações existentes para o cálculo do peso unitário dos blocos do manto resistente, sejam estes naturais ou artificiais, bem como apresentar os seus campos de aplicação e respetivos limites de aplicabilidade. São elas: fórmula de Hudson simples e modificada (para

enrocamento e blocos de betão), van der Meer (para enrocamento, tetrápodes, acrópodes e cubos), Powell e Allsop (para enrocamento), Burchart e Liu (para dolos), Burchart *et al.* (para acrópodes).

O organograma seguinte resume as formulações que serão descritas para cada tipo de estrutura: não galgável, galgável e submersa.

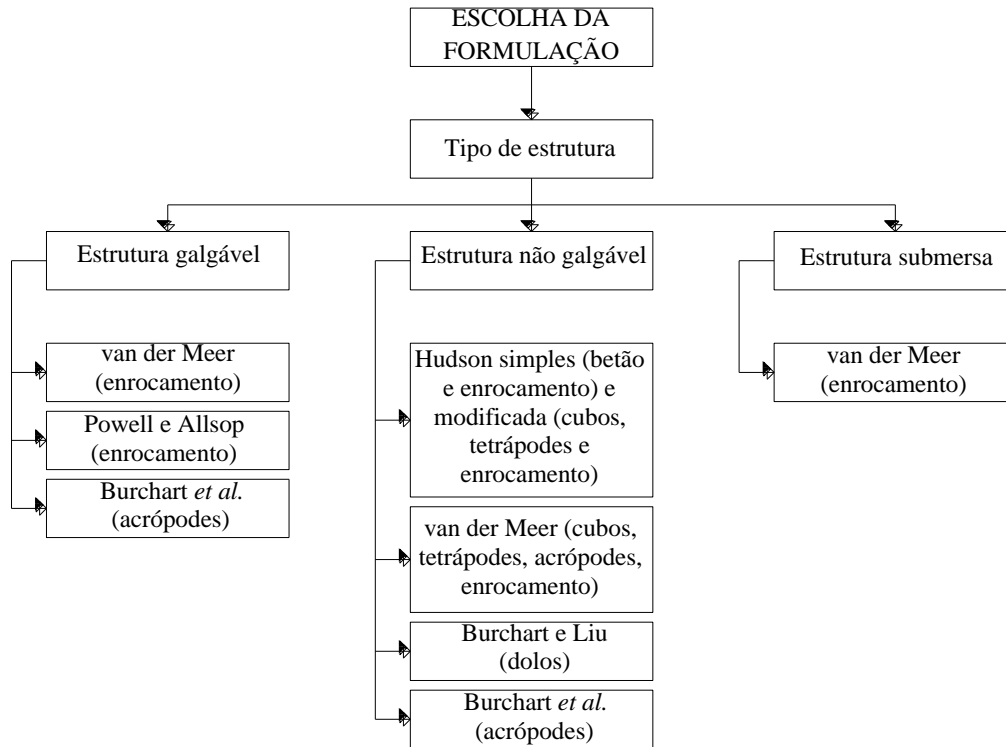


Figura 6.1: Organograma de seleção da formulação para dimensionamento do peso dos blocos do manto resistente.

6.2.1. Fórmula de Hudson (simples e modificada)

De entre as várias fórmulas de pré-dimensionamento do peso unitário dos blocos do manto exterior (W), salienta-se, como já referido anteriormente, a fórmula de Hudson válida para estruturas permeáveis não galgáveis. Esta pode ser traduzida por (Fleming *et al.*, 1998; CIRIA, 2007a; Burcharth e Hughes, 2011b):

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D \left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right) \cot \theta} = \frac{\gamma H^3}{K_D \Delta^3 \cot \theta} \quad (6.1)$$

Onde H corresponde à altura de onda de projeto, γ e γ_w representam o peso volúmico do material dos blocos e da água do mar, respetivamente, θ o ângulo do talude com a horizontal (paramento exposto do manto resistente), Δ a densidade relativa e K_D o coeficiente de estabilidade.

Segundo Fleming *et al.* (1998), os primeiros valores do coeficiente de estabilidade foram obtidos a partir de resultados experimentais de quebra-mares, de secção transversal permeável e utilizando uma série de alturas de ondas regulares e períodos, calculados para o regime de agitação, que mais afetasse a condição de estabilidade do quebra-mar. De acordo com os mesmos autores, nestes ensaios já era esperado algum desarranjo dos blocos do manto resistente, tendo-se obtido para K_D valores que correspondem até 5% de blocos deslocados (percentagem até à qual se considera “nenhum dano” para a estrutura).

De acordo com a edição de 1973 do SPM, no caso do manto resistente ser constituído por camada dupla de enrocamento, o coeficiente de estabilidade toma o valor de 3.5 para rebentação das ondas do tipo mergulhante e 4.0 para o caso de rebentação do tipo oscilatório. Embora não tenham sido realizados testes com ondas irregulares, admitiu-se que para ambos os casos a altura de onda incidente era igual à altura de onda significativa. Posteriormente, o SPM (1984) veio sugerir um valor mais conservativo para a altura de onda incidente (média do décimo mais alto), bem como valores mais baixos para o coeficiente de estabilidade (redução de 3,5 para 2). Porém, estes valores vieram revelar-se muito conservativos, embora nenhuma alteração a estes considerandos havia sido publicada em 1997. A Tabela seguinte apresenta os valores propostos no SPM (1984) para blocos de enrocamento.

Tabela 6.1: Coeficientes de estabilidade para enrocamento (Fleming *et al.*).

Zona	K_D
Tronco da estrutura, inclinação 1:1.5 – 3.0	2.0
Cabeça da estrutura, inclinação 1:1.5	1.9
Cabeça da estrutura, inclinação 1:2.0	1.6
Cabeça da estrutura, inclinação 1:3.0	1.3

Segundo Burcharth e Hughes (2011), SPM (1977) e SPM (1984) propõem ainda para o mesmo tipo de blocos (enrocamento), valores do coeficiente de estabilidade em função do nível de dano. As Tabela 6.2 e Tabela 6.3 apresentam esses valores quando adotada para a

onda de projeto, a altura de onda significativa e altura de onda média do décimo mais alto, respetivamente.

Tabela 6.2: Valores de K_D para $H=H_s$ e inclinação do talude $1.5 \leq \cot \theta \leq 3.0$ (baseados inteiramente em ensaios de ondas regulares de acordo com SPM, 1977).

Forma da pedra	Colocação dos blocos	Nível de estragos, $N_{d\%}^{(4)}$			
		0 – 5%		5 – 10 %	10 – 15%
		Com rebentação (1)	Sem rebentação (2)	Sem rebentação	Sem rebentação
Enrocamento com arestas suaves	Aleatória	2.1	2.4	3.0	3.6
Enrocamento com arestas rugosas	Aleatória	3.5	4.0	4.9	6.6
Enrocamento com arestas rugosas	Especial ⁽³⁾	4.8	5.5		

Legenda:

⁽¹⁾ A rebentação dá-se na zona de estrutura

⁽²⁾ A onda chega à estrutura sem rebentar

⁽³⁾ O eixo maior da pedra é colocado perpendicularmente à face do talude

⁽⁴⁾ $N_{d\%}$ corresponde à percentagem de dano baseada no volume dos blocos deslocados da zona ativa do manto resistente do quebra-mar, removidos pela altura de onda específica. Esta zona estende-se desde o meio da crista do quebra-mar para a face exposta, a uma profundidade equivalente à altura de onda, causando zero danos abaixo da superfície do nível da água.

Tabela 6.3: Valores de K_D para $H=H_{1/10}$ (de acordo com SPM, 1984).

Forma da pedra	Colocação dos blocos	Nível de dano, $N_{d\%}^{(4)}$	
		0 – 5%	
		Com rebentação ⁽¹⁾	Sem rebentação ⁽²⁾
Enrocamento com arestas suaves	Aleatória	1.2	2.4
Enrocamento com arestas rugosas	Aleatória	2.0	4.0
Enrocamento com arestas rugosas	Especial ⁽³⁾	5.8	7.0

Legenda: igual à anterior.

BSI (1991) sugere valores para o coeficiente de estabilidade no caso do manto resistente ser constituído por blocos de betão (Tabela 6.4).

Tabela 6.4: Coeficientes de estabilidade para blocos de betão, na zona de tronco da estrutura.

Tipo de bloco	K_D
Tetrápodes	6 - 8
Cubos Antifer	6 - 8
Acrópodes	10 - 12
Stabit	10 - 12
Dolos	10 - 12

A Tabela anterior apenas apresenta os valores do coeficiente de estabilidade para a zona de tronco da estrutura, devendo-se adotar, de acordo com Fleming *et al.* (1998), valores mais baixos de K_D para a zona da cabeça de estrutura. Isto deve-se ao fato da zona da cabeça da estrutura ser um ponto singular, mais desfavorável à ação das ondas, podendo estar sujeita, em alguns casos, a elevados níveis energéticos da agitação.

Segundo Burcharth e Hughes (2011b), estudos realizados por van der Meer (1988a) revelam que o coeficiente de variação da formulação de Hudson quando aplicada a blocos de enrocamento é aproximadamente 18% enquanto que outros autores estimam um coeficiente de variação de 25% e 20% para o caso de blocos de enrocamento e dolos, respetivamente.

Apesar de amplamente aplicada, a fórmula de Hudson possui diversas limitações, uma vez que certos parâmetros hidrodinâmicos, considerados relevantes na estabilidade do manto resistente (período de onda, profundidade relativa, tipo de rebentação, duração da tempestade, etc.) assim como outros mais relacionados com as características deste (cota e largura do coroamento, técnica de colocação dos blocos, características dos filtros e do núcleo, etc.) não são considerados neste método (CIRIA, 2007a). Assim o fato de apenas considerar núcleos permeáveis e estruturas não galgáveis, associado às incertezas relativas dos efeitos de escala aquando a realização de ensaios para determinação de parâmetros, torna a fórmula de Hudson muito limitada (Fleming *et al.*, 1998).

Segundo Fleming *et al.* (1998) e Taveira-Pinto e Neves (2003) a fórmula de Hudson, pode ainda ser descrita em função do número de estabilidade da estrutura. Assim, designando $(K_D \cot \theta)^{1/3}$ por N_s , que representa o número de estabilidade da estrutura, de modo a não ser excedido um certo nível de estragos, que poderá levar à instabilidade da estrutura, tem-se que:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \theta)^{1/3} \quad (6.2)$$

Onde D_{n50} corresponde ao diâmetro nominal unitário dos blocos (ou dimensão equivalente do bloco), igual a $D_{n50} = (M_{50}/\rho)^{1/3}$ em que $M_{50} = W/g$. O parâmetro ρ corresponde à massa específica do material dos blocos e M_{50} à massa dos blocos que constituem o manto resistente.

A fórmula Hudson, na sua forma simples, não tem em consideração o nível de estragos sofrido pela estrutura ao longo do seu período de vida útil. No entanto, de acordo com Fleming *et al.* (1998) e Van der Meer (1988a), o SPM (1984) sugere uma fórmula que inclui o parâmetro percentagem de danos devido à altura de onda relativa. Esta fórmula surge como uma derivação da fórmula de Hudson e pode ser escrita por:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = a (K_D \cot \theta)^{1/3} S_d^b \quad (6.3)$$

Em que $S_d = 0.8N_{d\%}$, sendo $N_{d\%}$ a percentagem de blocos deslocados. Os coeficientes a e b são parâmetros empíricos baseados em ensaios experimentais, que tomam os valores de $a=0.70$ e $b=0.15$ para blocos de enrocamento e $a=0.69$ e $b=0.14$ para tetrápodes ou cubos. Segundo Taveira-Pinto e Neves (2003) esta derivação da fórmula de Hudson que inclui o parâmetro $N_{d\%}$, revela que para baixas percentagens de blocos deslocados, a formula de Hudson simples subavalia claramente o peso unitário dos blocos necessário.

Em suma, devido ao fato da formula de Hudson não contemplar alguns aspetos hidrodinâmicos que podem condicionar a estabilidade da estrutura, como por exemplo, a duração do temporal ou o nível de danos permitido, surgem aproximações de cálculo que permitem considerar esses parâmetros na definição da altura de onda de projeto, como visto em 4.4, ou então, no peso dos blocos do manto resistente.

6.2.2. Fórmula de van der Meer (enrocamento, cubos, tetrápodes e acrópodes)

Na tentativa de suprimir algumas das limitações que a fórmula de Hudson apresenta desenvolveram-se novas formulações para dimensionamento de estruturas de talude entre as quais, se distinguiu no mundo da engenharia, a fórmula de van der Meer.

De acordo com Fleming *et al.* (1998) e Taveira-Pinto e Neves (2003) este método mais recente considera o carácter irregular da agitação, o nível de estragos, diferentes valores para a permeabilidade do núcleo e camadas inferiores e diferentes condições de rebentação da onda (oscilatória/mergulhante). Em contrapartida, não entra em linha de conta com alguns parâmetros, nomeadamente, a profundidade da base da estrutura e os efeitos tridimensionais na estabilidade e erosão na base e/ou a interação agitação/estrutura.

Assim, a fórmula de van der Meer, para o caso de quebra-mares não galgáveis, com mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento e conforme se tratam de ondas do tipo mergulhante ou do tipo oscilatório, para grandes profundidades relativas ($d > L_0/2$) assume as configurações da Expressão 6.4 e 6.5 (Van der Meer, 1988a).

Para rebentação do tipo mergulhante ($\xi_m < \xi_{mc}$), isto é, quando a rebentação ocorre de forma súbita sobre o talude:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (6.4)$$

Em que ξ_m representa o número de Iribarren médio, igual a $\tan \theta / s_{om}^{1/2}$, sendo s_{om} a declividade da onda média ao largo, igual a H/L_{om} , L_{om} o comprimento de onda ao largo correspondente ao período de onda médio (igual a $gT_m^2 / 2\pi$), N_z o número de ondas, H_s a altura de onda significativa junto à estrutura e S o nível de dano que depende da inclinação do talude considerada e do nível de estragos pretendidos para a estrutura (Tabela 6.5). O parâmetro P corresponde ao fator de permeabilidade, sendo um parâmetro que influencia fortemente o nível de estragos na estrutura e/ou quantidade de blocos necessário para os evitar (Figura 6.2).

Para rebentação do tipo oscilatório ($\xi_m > \xi_{mc}$), ou seja, quando a rebentação se dá já muito próxima da costa, em taludes de declive acentuado:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \sqrt{\cotg \theta} \xi_m^P \quad (6.5)$$

Segundo Van der Meer (1988a) o coeficiente -0.13 na Expressão 6.5 sugere que a estabilidade do manto diminui com o aumento da permeabilidade, facto que contraria os resultados obtidos nos ensaios em modelo desenvolvidos. O mesmo autor explica que a

influência da permeabilidade, na zona de rebentação do tipo oscilatório é descrita pelo fator $P^{-0.13} \zeta_m^P$, fator que aumenta nesta zona com o incremento de P .

Tabela 6.5: Valores recomendáveis para o nível de dano (S), de mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento (Fleming *et al.* 1998 e CIRIA, 2007a).

Inclinação (cot θ)	AREA ERODIDA RELATIVA - S		
	Dano Inicial	Dano	Ruína
1,5	2	3-5	8
2,0	2	4-6	8
3,0	2	6-9	12
4,0	3	8-12	17
6,0	3	8-12	17

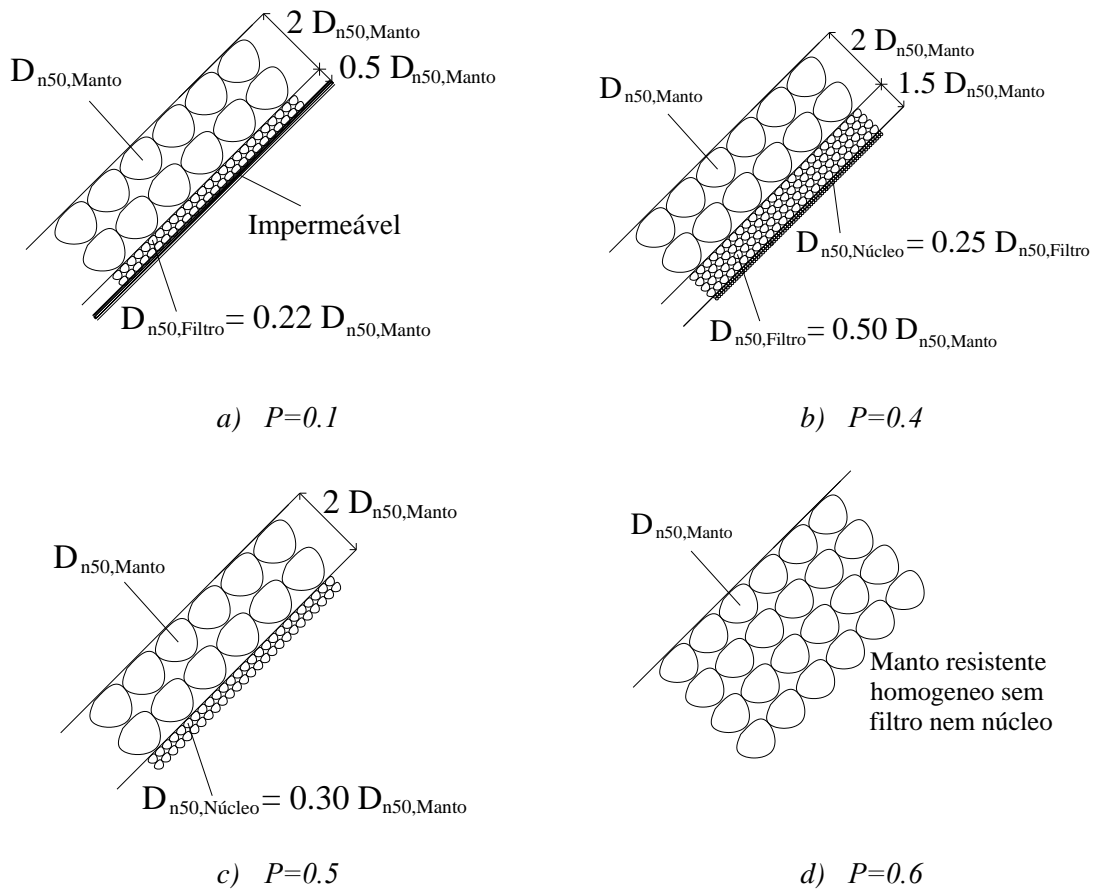


Figura 6.2: Fator de permeabilidade (Van der Meer, 1988a; CIRIA, 2007a e Burcharth e Hughes, 2011b).

A diferenciação entre os dois tipos de rebentação anteriormente referidos, é efetuada considerando o número de Iribarren crítico, ξ_{mc} (Expressão 6.6):

$$\xi_{mc} = (6.2P^{0.31}(\tan \theta)^{0.5})^{1/(P+0.5)} \quad (6.6)$$

O coeficiente de variação na definição dos fatores 6.2 e 1.0 das Expressões 6.4 e 6.5 mencionadas oscila entre 6.5 e 8%, respetivamente, segundo van der Meer (1988a).

A formulação de van der Meer é aplicável no caso de $N_z \leq 7500$, valor a partir do qual o equilíbrio de dano é atingido (um maior número de ondas durante o temporal já não aumenta o nível de dano da estrutura) e deve respeitar as condições: $0.1 \leq P \leq 0.6$; $0.005 \leq s_{om} \leq 0.06$ e $20kN/m^3 \leq \gamma \leq 31kN/m^3$. Quando $\cot \theta \geq 4.0$, não há transição entre rebentação do tipo mergulhante e oscilatório, pelo que deve ser utilizada a Expressão 6.4. Para grandes profundidades ($d > L_0/2$), sendo d a profundidade local, as Expressões 6.4 e 6.5 são válidas. Para pequenas profundidades relativas ($d/L_0 < 1/25$), poderão ser utilizadas as mesmas Expressões, devendo, no entanto, considerar-se $H = H_{2\%}/1.4$ (se se considerar que a variação das alturas de onda pode ser explicada pela distribuição de Rayleigh). O parâmetro $H_{2\%}$ representa a altura de onda que apenas é excedida em 2% dos casos (Van der Meer, 1988a; CIRIA, 2007a e Burcharth e Hughes, 2011b).

De forma similar ao descrito para $H_{2\%}$, o parâmetro $H_{1/10}$ pode ser incluído na formula de Van der Meer tendo em conta a relação indicada pela Expressão 4.3 (Van der Meer, 1988a).

As formulações anteriormente apresentadas aplicam-se a estruturas não galgáveis. No entanto, van der Meer (1991) desenvolveu formulações aplicáveis a estruturas galgáveis e submersas.

No caso de estruturas galgáveis, van der Meer (1991) aconselha a aplicação das Expressões 6.4 e 6.5 afetados por um fator multiplicativo redutivo, f_i , dado por:

$$f_i = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1} \quad (6.7)$$

Em que R_c é a altura da água acima da cota de coroamento da estrutura (negativa se a estrutura for submersa) e $s_{op} = H_s/L_{op}$, sendo L_{op} o comprimento de onda ao largo

correspondente ao período de onda de pico. De acordo com Burcharth e Hughes (2011b) a Expressão anterior é aplicável apenas para:

$$0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052 \quad (6.8)$$

Por outro lado, van der Meer (1991), baseado nos resultados dos ensaios realizados por Givler e Sorensen (1986), utilizando ondas regulares com inclinação de taludes de 1:1.5 e nos resultados obtidos por van der Meer (1991), utilizando ondas irregulares com taludes 1:2, desenvolveu a seguinte Expressão de pré-dimensionamento de estruturas submersas:

$$\frac{h'_c}{d} = (2.1 + 0.1S) \exp(-0.14N_s^*) \quad (6.9)$$

Sendo N_s^* , o número de estabilidade espectral é dado por:

$$N_s^* = \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p \right)^{-1/3} \quad (6.10)$$

O parâmetro s_p corresponde à declividade da onda local, ou seja, ao quociente entre a altura de onda significativa e o comprimento de onda local, S à área erodida relativa da face do talude e d e h'_c correspondem à profundidade da água e à altura da estrutura acima do fundo do mar, respetivamente, conforme se ilustra na Figura 6.3 (Burcharth e Hughes, 2011b).

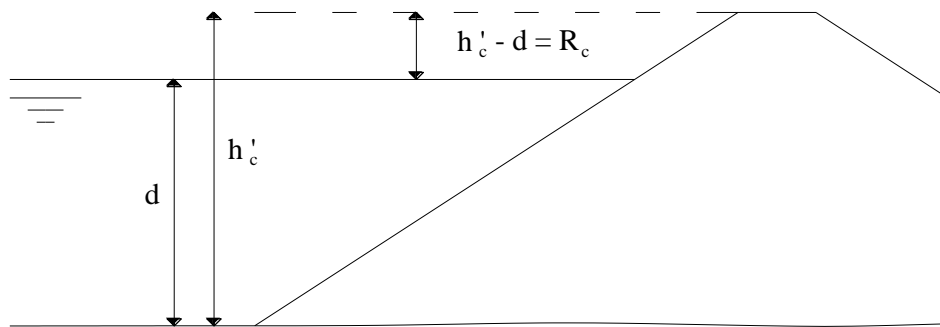


Figura 6.3: Representação das alturas d e h'_c (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011).

Burcharth e Hughes (2011b) referem ainda que o coeficiente de variação da Expressão 6.9 é de 17%.

De acordo com Fleming *et al.* (1998), van der Meer (1988b) propôs ainda formulações para o pré-dimensionamento de mantos resistentes constituídos por cubos de betão, tetrápodes e acrópodes. Estas formulações tiveram como base de dimensionamento os mesmos pressupostos usados para mantos em enrocamento.

Através de ensaios experimentais, que tiveram por base a utilização de ondas irregulares e modelos com uma única secção transversal de estudo, isto é, inclinações de talude de 1:1.5 e permeabilidade de 0.4, van der Meer (1988b) deduziu duas Expressões correspondentes aos casos em que a estrutura é não galgável com manto resistente constituído por dupla camada de cubos (Expressão 6.11) ou por dupla camada de tetrápodes (Expressão 6.12).

Cubos:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{6.7 N_{od}^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1} \quad (6.11)$$

Tetrápodes:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{3.75 N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad (6.12)$$

N_{od} corresponde ao número de unidades de betão deslocados do manto resistente, numa camada de espessura igual ao diâmetro nominal unitário dos blocos, D_n (medida ao longo do eixo longitudinal da estrutura) e N_z é o número de ondas. Segundo van der Meer (1988b) e Burcharth e Hughes (2011b) as Expressões anteriores são apenas válidas para as condições de ensaio bem como para condições em que as ondas não são limitadas pela profundidade, ou seja, para locais a grandes profundidades, e para números de Iribarren, ζ_m , compreendidos entre 3 ou 3.5 (conforme se trata de cubos ou tetrápodes, respetivamente) e 6. Relativamente à incerteza das Expressões 6.11 e 6.12, os mesmos autores referem que o coeficiente de variação associado é de aproximadamente 10%.

Van der Meer (1988b) refere que a influência do período de onda na estabilidade da estrutura evidencia-se mais no caso do manto resistente ser constituído por tetrápodes do que por cubos.

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b), Brorsen *et al.* (1974) apresentam ainda algumas propostas, dadas em função do nível de estragos da estrutura, para determinação do número de estabilidade da estrutura, N_s , e valor do coeficiente de estabilidade correspondente, K_D , no caso de dupla camada de cubos de betão (Tabela 6.6).

Tabela 6.6: Valores do número de estabilidade, N_s , e coeficiente de estabilidade, K_D , correspondente (em função do nível de dano).

Nível de estragos	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	K_D	
		Taludes 1:1.5	Taludes 1:2
Início dos estragos	1.8 – 2.0	3.9 – 5.3	2.9 – 4.0
Estragos intermédios	2.3 – 2.6	8.1 – 12	6.1 – 8.8

Conforme referido acima, a Expressão 6.12 é apenas aplicável para grandes profundidades. Por este motivo os autores d' Angremond *et al.* (1994), no caso de pequenas profundidades relativas, sugerem a utilização da fórmula 6.12, substituindo o parâmetro H_s por $H_{2\%}/1.4$, uma vez que em águas profundas a relação entre estas alturas $H_s/H_{2\%}$ é igual a 1.4 se for adotada a distribuição de Rayleigh. Segundo Burcharth e Hughes (2011b), em águas pouco profundas este rácio diminui com a diminuição da profundidade da água relativa devido ao fenómeno de rebentação.

Taveira-Pinto e Neves (2003) salientam ainda que a Expressão 6.12 é apenas aplicável para o caso de rebentação do tipo oscilatória. Desta forma, Jong (1996) sugere uma nova formulação, aplicável a situações em que ocorre rebentação do tipo mergulhante (Expressão 6.13).

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{8.6 N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 3.94 \right) s_{om}^{-0.2} \quad (6.13)$$

Por último, com base nos resultados obtidos em ensaios com ondas irregulares (fora da zona de rebentação) e modelos de quebra-mares com taludes 1:1.33 e camada única de acrópodes dispostos de acordo com as recomendações do laboratório Sogreah, van der Meer (1988b) obteve a seguinte Expressão de pré-dimensionamento:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \begin{cases} 3.7 \\ 4.1 \end{cases} \quad (6.14)$$

Segundo van der Meer (1988b) e Fleming *et al.* (1998) a Expressão anterior toma o valor 3.7 para condições em que não ocorrem danos na estrutura ($N_{od}=0$) e 4.1 quando ocorre a ruína da mesma ($N_{od}>0.5$). Muitos investigadores salientam que a diferença entre “nenhum dano na estrutura” e a ruína desta para mantos de acrópodes é muito reduzida. Por este motivo o laboratório Sogreah sugere a utilização de um fator de segurança igual a 1.5 aplicado ao valor 3.7 resultando assim no número de estabilidade igual a 2.5. Este fato, de acordo com Taveira-Pinto e Neves (2003), faz com que, se a altura de onda for subestimada em 20-30%, nada aconteça à estrutura. CLI (2013) recomenda para o número de estabilidade de van der Meer o valor de 2.7.

Os testes realizados para determinação da Expressão 6.14 não consideraram a influência do número das ondas exceto após o início da ruína (Van der Meer, 1988b e Burcharth e Hughes, 2011b).

Fleming *et al.* (1998) referem que os deslocamentos de acrópodes começam para valores do número de estabilidade igual a 2, equivalente a um valor do coeficiente de estabilidade, K_D , igual a 5.3 e $\cot \theta = 1.5$, referindo ainda que alguns resultados mostram que 1% de estragos é atingido para valores de $N_s = 2.3$, equivalente a $K_D = 8.1$. No entanto, o mesmo autor acrescenta que seria excessivamente conservador considerar valores abaixo de $K_D = 12$ no projeto de estruturas.

6.2.3. Powell e Allsop (enrocamento)

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b), Powell e Allsop (1985), tendo como base os dados experimentais de Allsop (1983) propuseram para mantos resistentes de 2 camadas de enrocamento a seguinte Expressão:

$$\frac{N_{od}}{N_a} = a \exp \left[b s_p^{-1/3} \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \right] \quad \text{ou} \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_p^{-1/3}}{b} \ln \left(\frac{1}{a} \frac{N_{od}}{N_a} \right) \quad (6.15)$$

Onde N_{od} e N_a representam o número de unidades deslocadas do manto resistente e o valor total de unidades de enrocamento do manto resistente, respetivamente, e os valores a e b

parâmetros empíricos dados pela Tabela 6.7, em função do valor de R_c e da profundidade da água, d .

Tabela 6.7: Valores de a e b da Expressão 6.15.

R_c/h	$a \times 10^{-4}$	b	Declividade da onda = H_s/L_p
0.29	0.07	1.66	< 0.03
0.39	0.18	1.58	< 0.03
0.57	0.09	1.92	< 0.03
0.38	0.59	1.07	> 0.03

A Expressão anterior é aplicável para estruturas galgáveis (de baixa crista), mas não submersas (Burcharth e Hughes, 2011b).

6.2.4. Burcharth e Liu (dolos)

No caso de estruturas não galgáveis, com inclinação de taludes 1:1.5 e mantos constituídos por dolos, Burcharth e Liu (1992) deduziram a seguinte fórmula para dimensionamento dos blocos:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (47-72r)\varphi_{n=2} D^{1/3} N_z^{0.1} = (17-26r)\varphi_{n=2}^{2/3} N_{od}^{1/3} N_z^{0.1} \quad (6.16)$$

Em que r representa a porosidade, φ a densidade de compactação de mantos constituídos por duas camadas de dolos, D o número relativo de blocos de unidades deslocadas entre os níveis de repouso $\pm 6.5D_n$ de uma distância igual à altura dos dolos ou mais, h , (por exemplo, para 2% de deslocamento, considerar $D=0.02$) e N_z o número de ondas (para $N_z \geq 3000$ usar $N_z = 3000$).

A Expressão 6.16 foi deduzida tendo por base ensaios com ondas irregulares em modelos com 2 camadas de dolos e inclinações de talude 1:1.5. Esta é válida, segundo Burcharth e Hughes (2011b) para: $0.32 < r < 0.42$; $0.61 < \varphi < 1$; $1\% < D < 15\%$; $2.49 < \xi_{op} < 11.7$. Como se pode verificar, na fórmula anterior não é considerado o efeito da inclinação do talude. No entanto, estudos desenvolvidos por Brorsen *et al.* (1974) mostram que este parâmetro para inclinações de 1:1 a 1:3 pouco influencia o peso dos blocos do manto resistente. O

coeficiente de variação da Expressão 6.16 está estimado em 22% (Burcharth e Liu, 1992 e Burcharth e Hughes, 2011b).

6.2.5. Burcharth *et al.* (Acrópodes)

Para além da formulação deduzida por van der Meer (1988b) para mantos constituídos por acrópodes existem outras deduzidas para ondas irregulares, entre as quais se distingue a fórmula de Burcharth *et al.* (1998) dada pela Expressão:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = A (D^{0.2} + 7.70) \text{ ou } D = 50 \left(\frac{H_s}{\Delta D_n} - 3.54 \right)^5 \quad (6.17)$$

Em que A corresponde a um coeficiente de valor médio μ igual 0.46, e um coeficiente de variação $\sigma/\mu = 0.02 + 0.05(1-D)^6$, onde σ é o desvio padrão em relação à média e D o número relativo de blocos de unidades deslocadas de uma distância maior que D_n .

Segundo Burcharth e Hughes (2011b) a Expressão anterior é válida para: estruturas não galgáveis ou galgáveis com taludes de inclinação 1:1.33 de camada única de acrópodes dispostos de acordo com as recomendações do laboratório Sogreah, em zonas dentro e fora da zona de rebentação (K_D correspondente igual a 12 e 15, respetivamente) e para números de Iribarren, ξ_m , compreendidos entre 3.5 e 4.5. A influência do número das ondas não foi considerada nos ensaios realizados, exceto após o início da ruína.

6.2.6. Síntese

Em seguida, apresenta-se duas Tabelas correspondentes ao resumo de todas as formulações de dimensionamento anteriormente expostas para blocos de enrocamento e betão. Nestas Tabelas são apresentados de forma sucinta os limites de aplicabilidade de cada formulação bem como os seus campos de aplicação e autores a que se referem.

Tabela 6.8: Tabela resumo das formulações de dimensionamento dos blocos de enrocamento do manto resistente.

Tipo de bloco	Fórmula de Dimensionamento	Limites de Aplicabilidade	Referência
Enrocamento	$W = \frac{\gamma H^3}{K_D \left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right) \cot \theta}$	Estruturas não galgáveis	Hudson simples (1959)
	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0.70 (K_D \cot \theta)^{1/3} S_d^{0.15}$	Estruturas não galgáveis	Hudson modificada (Burcharth e Hughes (2011b)
	Rebentação do tipo mergulhante ($\xi_m < \xi_{mc}$): $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$	Estruturas não galgáveis; grandes profundidades relativas, $d > L_0/2$; 2 camadas de blocos; $N_z \leq 7500$ $0.1 \leq P \leq 0.6$;	van der Meer (1988)
	Rebentação do tipo oscilatória ($\xi_m > \xi_{mc}$): $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \theta} \xi_m^p$	$0.005 \leq s_{om} \leq 0.06$; $20 kN/m^3 \leq \gamma \leq 31 kN/m^3$; para $\cot \theta \geq 4.0$ usar a Expressão para rebentação do tipo mergulhante $\xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} (\tan \theta)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$	
	$f_i = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1}$	Estruturas galgáveis; $0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052$	
	$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1 S) \exp(-0.14 N_s^*)$	Estruturas submersas	van der Meer (1991)
	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_p^{-1/3}}{b} \ln \left(\frac{1 N_{od}}{a N_a} \right)$	Estruturas galgáveis;	Powell e Allsop (1985)

Tabela 6.9: Tabela resumo das formulações de dimensionamento dos blocos de betão do manto resistente.

Tipo de bloco	Fórmula de Dimensionamento	Limites de Aplicabilidade	Referência
Cubos	Estruturas não galgáveis: $N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{6.7 N_{od}^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1.0 \right) s_{0m}^{-0.1}$	Grandes profundidades; 2 camadas de blocos; $\cot \theta = 1.5; 3 < \xi_m < 6$	van der Meer (1988)
			Hudson modificada (Burcharth e Hughes (2011b))
Tetrápodes e Cubos	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0.69 (K_D \cot \theta)^{1/3} S_d^{0.14}$	Estruturas não galgáveis	
Tetrápodes	Rebentação do tipo oscilatória: $N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{3.75 N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 0.85 \right) s_{0m}^{-0.2}$	Estruturas não galgáveis; grandes profundidades; 2 camadas de blocos; $\cot \theta = 1.5; 3.5 < \xi_m < 6$	van der Meer (1988)
	Rebentação do tipo mergulhante: $N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{8.6 N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 3.94 \right) s_{0m}^{-0.2}$	Estruturas não galgáveis; grandes profundidades; 2 camadas de blocos; $\cot \theta = 1.5; 3.5 < \xi_m < 6$	Jong (1996)
	$N_s = \frac{\frac{H_{2\%}}{1.4}}{\Delta D_n} = \left(\frac{3.75 N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 0.85 \right) s_{0m}^{-0.2}$	Pequenas profundidades; distribuição de Rayleigh é representativa das alturas de onda ao largo	d'Angremon <i>et al.</i> (1994)
Acrópodes	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \begin{cases} 3.7 \\ 4.1 \end{cases}$	1 camada de blocos de acordo com o laboratório Sogreah; $\cot \theta = 1.33$	Van der Meer (1988)
	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = A(D^{0.2} + 7.70)$	Estruturas não galgáveis ou galgáveis; 1 camada de blocos de acordo com o laboratório Sogreah; $\cot \theta = 1.33; 3.5 < \xi_m < 4.5$	Burcharth <i>et al.</i> (1998)
Dolos	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} (17 - 26r) \phi_{n=2}^{2/3} N_{od}^{1/3} N_z^{-0.1}$	Estruturas não galgáveis; $\cot \theta = 1.5; 0.32 < r < 0.42;$ $0.61 < \phi < 1; 1\% < D < 15\%;$ $2.49 < \xi_{op} < 11.7$	Burcharth e Liu (1992)

De referir que no caso de dimensionamento dos acrópodes (e também de blocos do tipo core-loc, acropode II e ecopode, não abordados no presente trabalho), uma das formulações mais aplicadas é a utilizada pela detentora da patente CLI (2013). A *Concrete Layer Innovations* (CLI) disponibiliza no seu site, um programa de cálculo automático que tem por base a fórmula de Hudson, onde considera uma variação do coeficiente de estabilidade em função da inclinação dos fundos na frente da estrutura, combinada com a presença ou não do fenómeno de rebentação da onda. Estas considerações baseiam-se em resultados de modelos físicos. CLI (2013) pretende com este software online, auxiliar os projetistas a completar as suas estimativas iniciais para o pré-dimensionamento das estruturas, salientando, no entanto, que a sua utilização não deve dispensar o cálculo detalhado do projetista (que pode envolver a modelação física).

6.3. Caracterização do manto resistente

6.3.1. Número de camadas do manto resistente

Em termos do número de camadas do manto resistente, Pita (1986) aconselha a utilização de 3 a 4 camadas de blocos de enrocamento ou então blocos de betão com 2 camadas. A espessura do manto resistente, r , é calculada em função do número de camadas, n , do coeficiente de forma k_{Δ} , do peso dos blocos W e do peso específico γ . A espessura do manto resistente é obtida assim pela Expressão 6.18 (Pita, 1986 e Burcharth e Hughes, 2011b).

$$r = n k_{\Delta} \left(\frac{\gamma}{W} \right)^{1/3} \quad (6.18)$$

6.3.2. Número de blocos por unidade de área

Uma vez que a dissipação da energia de uma onda é parcialmente conseguida pela turbulência criada quando a onda atravessa o manto, a eficácia da estrutura de talude depende das percentagens de vazios do manto resistente, filtros e núcleo. Um manto resistente com uma elevada percentagem de vazios tem ainda a vantagem de reduzir significativamente o volume de betão empregue (Pita, 1986).

Segundo Pita (1986), a percentagem de vazios depende da forma do bloco e do número de blocos colocados na unidade de área, N_r (dado pela Expressão 6.19).

$$N_r = n k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{\gamma}{W}\right)^{2/3} \quad (6.19)$$

6.3.3. Cota da base do manto

Segundo Pita (1986), não existe nenhum processo analítico para determinação da cota da base do manto resistente. Desta forma, o que é usual é a utilização da seguinte regra empírica:

- Se a profundidade no pé da obra for superior a $1.5H_{proj}$, o manto deverá atingir uma profundidade pelo menos igual a H_{proj} , medida a partir da mais baixa-mar possível no local;
- Se a profundidade no pé da obra for inferior a $1.5H_{proj}$, o manto deve atingir o fundo.

Pita (1986) apresenta a justificação para esta regra, referindo que as partículas de água descrevem órbitas circulares (grandes profundidades) ou elípticas (pequenas profundidades) cujas amplitudes decrescem exponencialmente com a profundidade. Nessas condições, a solicitação sobre o manto resistente diminui com a profundidade, o qual pode, a partir de determinada cota, ser aligeirado.

6.3.4. Inclinação dos taludes

A inclinação dos taludes é um parâmetro estrutural determinado pela estabilidade geotécnica do material de enchimento. Este parâmetro deve ser estabelecido de modo a garantir que a estrutura se encontre hidraulicamente estável de modo a que o efeito da reflexão da onda na estrutura seja limitado. Os taludes devem ainda ter inclinação necessária para garantir a estabilidade adequada contra a rotura por deslizamento do terreno e para minimizar a ocorrência de galgamentos (CIRIA, 2007b).

Por interpretação da fórmula de Hudson é possível concluir que existe uma relação diretamente proporcional entre o peso dos blocos e a inclinação dos taludes, isto é, quanto mais suave for a inclinação dos taludes, menor o peso dos blocos e maior será a área ocupada pela estrutura (maior largura da base).

6.3.5. Cota do coroamento

A fixação da cota de coroamento depende do tipo de coroamento e do nível de aceitação para a frequência e intensidade de galgamento. Supondo que não é aceitável o galgamento da obra, a cota de coroamento deverá ser superior ao espraçamento máximo, R_u . No entanto, é fácil entender que, fixar esta cota para a máxima altura de onda que poderá atingir a estrutura durante o seu período de vida útil torna-se bastante anti-económico, além de que afeta bastante o aspeto visual da praia.

No entanto, a determinação da onda máxima que poderá atingir a obra não é fácil bem como definir o espraçamento provocado por uma onda de altura H , sendo que os trabalhos desenvolvidos nesse sentido apenas são válidos para as condições em que foram obtidos (Pita, 1986). Bajpai (1965) aconselha que a cota de coroamento seja de 1 a 2.5 vezes a altura de onda de projeto acima do máximo nível de água, embora possa ser menor, se for aceitável algum galgamento.

Para um cálculo mais aprofundado da cota de coroamento, pode-se consultar as fórmulas de espraçamento da onda e os métodos de cálculo do valor médio de galgamento admissíveis para determinada estrutura, disponíveis em Burcharth e Hughes (2011b).

De salientar que a cota do coroamento deve ser suficientemente alta para permitir a construção da parte superior da estrutura em condições de segurança do pessoal e do equipamento (Pita, 1986).

6.3.6. Largura do coroamento

A largura do coroamento, B , de uma estrutura de talude, sem superestrutura, depende do espraçamento, da cota de coroamento e ainda do galgamento admissível (Pita, 1986 e CIRIA, 2007a). De acordo com Pita (1986) e Burcharth e Hughes (2011b), a largura do coroamento é função do número de blocos colocados na berma, n (aconselha-se para estruturas galgáveis o valor mínimo de 3 “dimensões características”), do peso específico do material, γ , do peso dos blocos W e do coeficiente de forma (empírico), k_Δ . A largura do coroamento é definida pela Expressão seguinte:

$$B \geq 3 k_\Delta \left(\frac{\gamma}{W} \right)^{1/3} \quad (6.20)$$

Pita (1986) refere ainda que o funcionamento e circulação de equipamentos durante as fases de construção ou reparação pode ser um fator condicionante na definição da largura do coroamento.

6.3.7. Alguns modos de rotura do manto resistente

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b) os modos de rotura do manto resistente devem-se essencialmente aos movimentos dos blocos da camada (Figura 6.4), nomeadamente: oscilação, rotação e consequente deslocamento do bloco por ação da onda e de assentamentos, e deslizamento dos blocos ao longo do talude da estrutura.

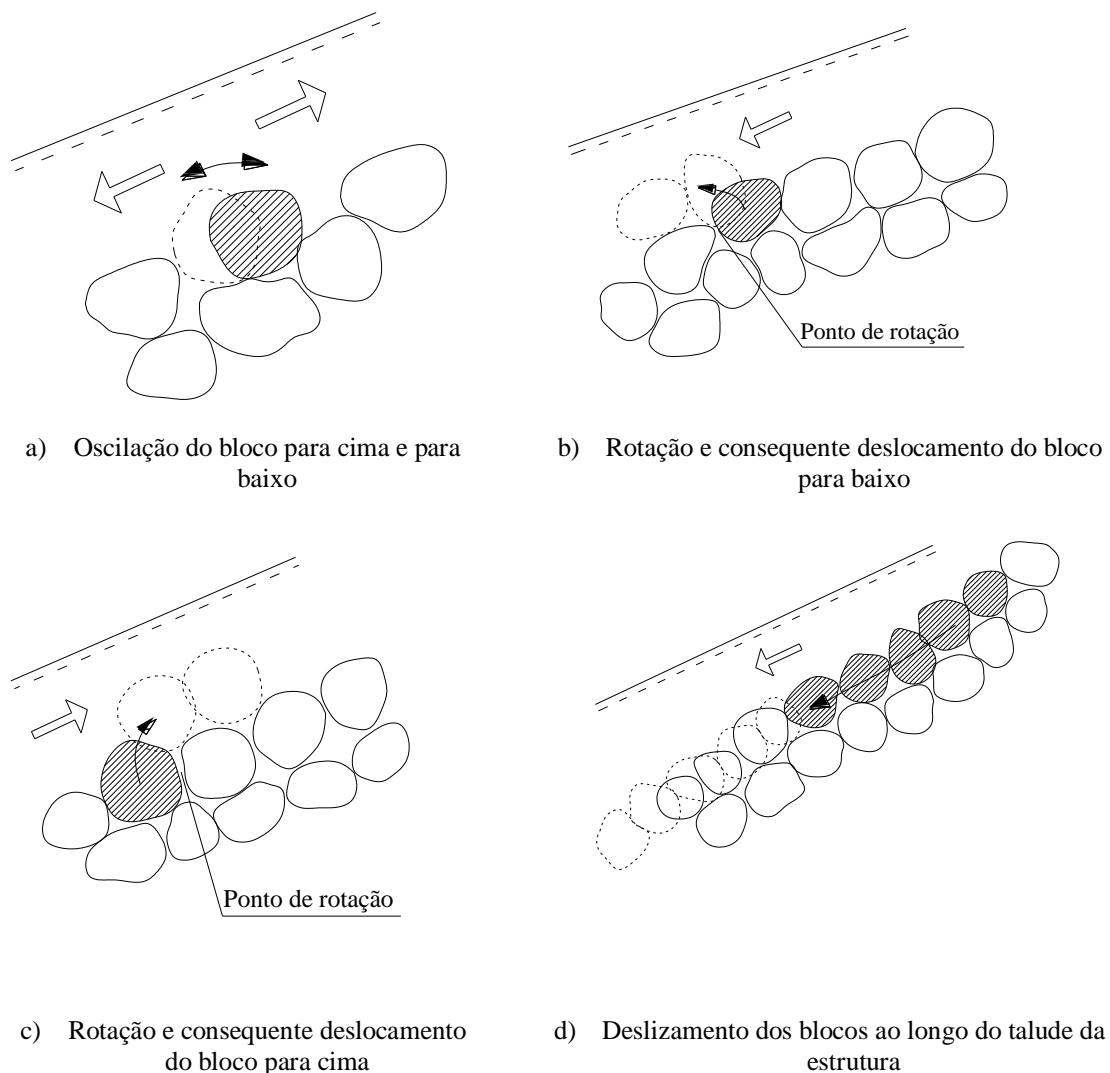


Figura 6.4: Modos de rotura do manto resistente.

6.4. Camadas subjacentes ao manto resistente

6.4.1. Dimensionamento das camadas de filtro

Se o dimensionamento hidráulico do manto resistente já oferece dificuldades, o problema amplia-se quando se dimensionam os filtros. Segundo Burcharth e Hughes (2011b), as camadas de filtro protegem o material de base, evitando a migração da areia subjacente, para as camadas exteriores, por ação das ondas e correntes que atingem as estruturas. As camadas de filtro podem ajudar na distribuição do peso da estrutura, proporcionando uma solução mais uniforme, ao longo do material de base subjacente, como também reduzir as cargas hidrodinâmicas nas camadas exteriores de pedra (dissipando o fluxo de energia). Sem o filtro, a fundação da estrutura seria “lavada” e camadas superiores afundariam no vazio, tendo como consequência assentamentos diferenciais e diminuição da elevação da crista.

Pita (1986) refere que não pode ser desprezado o efeito que as camadas inferiores têm na estabilidade do manto resistente, pois quanto maior for a porosidade destas camadas (filtros), maior será a estabilidade do manto resistente exterior, embora este fator aumente a energia que atravessa a estrutura. A solução ideal será o compromisso que maximize a porosidade sem que a energia gerada provoque fuga de elementos finos do núcleo.

Existem muitos trabalhos desenvolvidos no sentido de definir a relação entre o peso dos blocos dos filtros e o peso dos blocos do manto resistente. A proposta de Bajpai (1965) sugere que o peso de um bloco de cada camada dos filtros não pode ser inferior a um vigésimo do peso de cada bloco da camada que lhe fica acima, e ainda acrescenta que, no caso do manto ser constituído por tetrápodes, esta relação deve ser de 1/10. Oorsshot (1983) aponta valores de 25 a 30 para a relação entre o peso de um bloco de uma camada de enrocamento e o peso de um bloco da camada inferior (também de enrocamento).

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b) filtros granulados são geralmente usados como uma camada de assentamento (*bedding layer*) na qual uma estrutura costeira assenta, protegendo o núcleo subjacente e prevenindo ou reduzindo os assentamentos. Esta camada de assentamento não é necessária em locais de profundidade superior a 3 vezes a altura de onda máxima, em locais onde as velocidades das correntes do fundo estão abaixo do nível de movimento incipiente para o tamanho médio do material da camada de assentamento, ou em locais em que a base é constituída por um material durável como a rocha.

Assim sendo, Burcharth e Hughes (2011b) apresentam alguns critérios, para dimensionamento dos filtros granulares que devem ser considerados a nível de projeto, nomeadamente, o critério de retenção, o critério de permeabilidade e o critério de estabilidade interna.

- Critério de retenção: para evitar a perda do material da base ou do núcleo da estrutura através da camada de filtro, o diâmetro dos blocos desta camada, excedido por 85% do material do filtro, $d_{15(filtro)}$, deve ser inferior a 4 ou 5 vezes o diâmetro excedido por 15% do material total subjacente, $d_{85(camada\ de\ base)}$.

$$\frac{d_{15(filtro)}}{d_{85(camada\ de\ base)}} < 4 \text{ ou } 5 \quad (6.21)$$

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b), os blocos da fundação ou do material de base ficam presos nos interstícios da camada de filtro, fazendo com que esta camada, funcione como uma barreira para a fração de menor dimensão do material de base. O critério anterior, pode ser ainda utilizado para dimensionamento de camadas sucessivas (filtros de camadas múltiplas), que pode ser útil quando há uma grande variabilidade entre os tamanhos dos vazios da camada exterior e os tamanhos dos blocos da camada inferior ao filtro. No caso das camadas de filtro serem sobrepostas a um material de base grosseiro, sujeita a forças dinâmicas intensas, estas devem ser dimensionadas como se tratasse de uma camada resistente:

$$\frac{W_{50(filtro)}}{W_{50(camada\ de\ base)}} < 15 \text{ ou } 20 \quad (6.22)$$

- Critério de permeabilidade: é necessário garantir a permeabilidade adequada de modo a que seja possível diminuir o gradiente hidráulico através da camada de filtro. O critério é aceito se:

$$\frac{d_{15(filtro)}}{d_{15(camada\ de\ base)}} > 4 \text{ ou } 5 \quad (6.23)$$

- Critério de estabilidade interna: se o material do filtro tem uma granulometria variada, pode haver perda dos blocos mais pequenos, com consequências na instabilidade interna da camada. Estabilidade interna requer:

$$\frac{d_{60(\text{filtro})}}{d_{10(\text{filtro})}} > 10 \quad (6.24)$$

Segundo Burcharth e Hughes (2011b) a espessura da camada de filtros pode ser definida em função da granulometria do material. Se estas camadas forem constituídas por material grosseiro, é necessário (para que o filtro seja eficaz) uma espessura mínima de 2 a 3 vezes o diâmetro dos maiores blocos, em toda a sua distribuição. Contrariamente, se o filtro for constituído por blocos de menor dimensão deve-se garantir pelo menos 20 cm de espessura, ao passo que, camadas de filtro de areia exigem uma espessura mínima de 10 cm (Pilarczyk, 1990). Estas considerações devem ser tomadas nas situações em que a estrutura encontra-se acima do nível da água. Abaixo deste nível a espessura da camada de assentamento deve ser igual ou superior a 2 a 3 vezes o diâmetro dos maiores blocos da camada, mas nunca inferior a 30 cm, para assegurar que as irregularidades dos fundos são completamente preenchidas (Burcharth e Hughes, 2011b).

Aspetos relacionados com a profundidade de implantação da estrutura, a exposição durante a construção, o próprio método de construção e as fortes forças hidrodinâmicas a que a estrutura pode estar sujeita, podem ditar filtros de material grosseiro, no entanto, ainda não se estabeleceu regras nesse sentido. A incerteza relacionada com a construção, em caso de águas profundas, muitas vezes exige uma espessura mínima de 50 cm (Burcharth e Hughes, 2011b).

A função de filtro pode ser conseguida não só através da construção de uma ou mais camadas granulares, mas também pela aplicação de um tecido geotêxtil ou até mesmo através da combinação de ambos (camada de assentamento sobreposta ao geotêxtil).

No caso em que o tecido geotêxtil é usado para satisfazer o critério de retenção, Burcharth e Hughes (2011b) aconselham a colocação de uma camada de pedra com no mínimo 10 cm de espessura e no máximo 20 cm para proteger o geotêxtil da perfuração dos blocos sobrepostos. A camada de assentamento deverá atingir no máximo 60 cm, e os critérios de filtragem devem ser satisfeitos entre a camada granular e a camada de pedra sobrejacente.

Os critérios de filtragem anteriores são, segundo Burcharth e Hughes (2011b), amplamente aceites na prática, e recomendados em casos em que é esperado um gradiente de pressão apreciável, perpendicular à interface filtro/núcleo. No entanto, estes poderão ser um pouco conservadores em situações em que o gradiente não é significativo e quando o fluxo é paralelo à camada de filtro.

6.4.2. Alguns modos de rotura da camada de filtros granular

As camadas de filtro granulares deixam de desempenhar a função para a qual foram projetados quando (Burcharth e Hughes, 2011b):

- O material de base é erodido através da camada de filtro. A erosão pode ocorrer por uma perda substancial de blocos, perpendicular à interface base/filtro ou pela ação das ondas e correntes induzidas por fluxos externos paralelos à interface;
- A camada de filtro torna-se instável internamente. A instabilidade pode ocorrer em filtros com uma granulometria extensa, em que a fração mais fina é varrida para fora da camada. Este fato pode resultar em assentamentos diferenciais e aumento gradual da permeabilidade da camada.
- A camada de filtro deixa de proteger o tecido geotêxtil subjacente e ocorre perda dos blocos mais pequenos através do tecido.

De salientar que alguns dos modos de rotura acima definidos para os filtros, acabam por também ter influência na estabilidade das camadas posteriores, nomeadamente na camada resistente da estrutura.

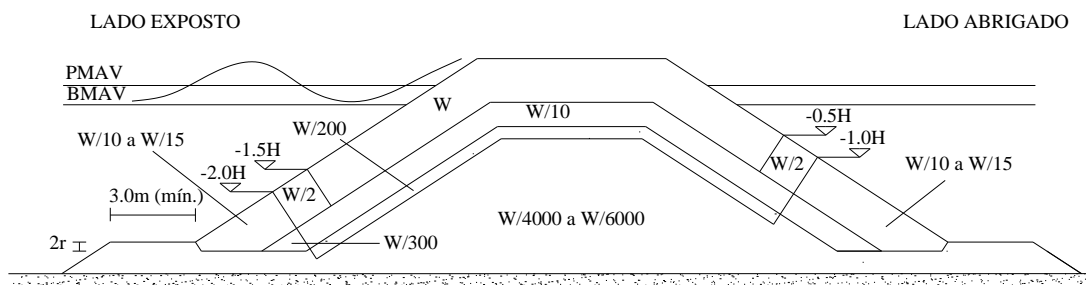
6.4.3. Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de uma estrutura de taludes consoante a exposição à agitação

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b), uma estrutura de taludes de enrocamento é normalmente constituída por uma camada de assentamento e um núcleo de enrocamento T.O.T (“todo-o-tamanho”), cobertos por uma ou mais camadas de blocos de pedra de elevada dimensão, e uma camada exterior ou mais camadas de blocos de enrocamento ou de betão. As Figuras seguintes mostram uma secção transversal tipo de estruturas de taludes constituídas por blocos de enrocamento.

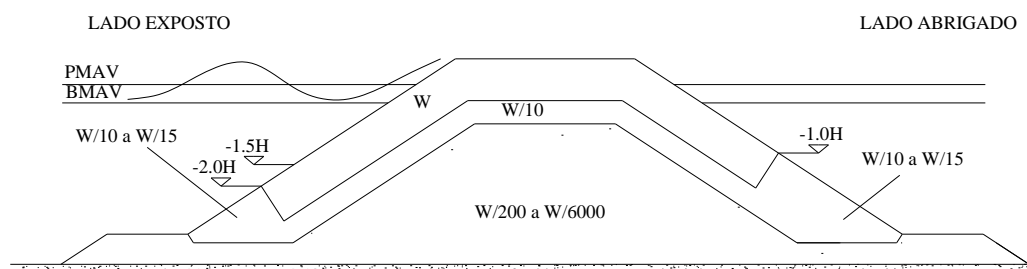
A Figura 6.5 apresenta as características transversais típicas de projetos de estruturas costeiras expostas às ondas de um lado, e destinadas a reduzir a ação destas no outro (sotavento). Estruturas deste tipo são normalmente concebidas com cotas de coroamento elevadas, para que só seja permitido o galgamento em caso de tempestades muito severas (com longos períodos de retorno). Contrariamente, a Figura 6.6 apresenta as características transversais típicas de estruturas de taludes expostas substancialmente à ação das ondas em ambos os lados, onde o galgamento é permitido de forma mais frequente.

Ambas as Figuras ilustram a secção transversal idealizada e recomendada. A primeira tem como objetivo proporcionar uma utilização mais completa da gama de materiais disponíveis no mercado (porém é mais difícil de se construir), enquanto que a segunda tem em consideração alguns dos problemas práticos envolvidos na construção de partes submersas da estrutura.

Para uma melhor compreensão do dimensionamento das camadas constituintes de uma estrutura de taludes consultar Burcharth e Hughes (2011b).

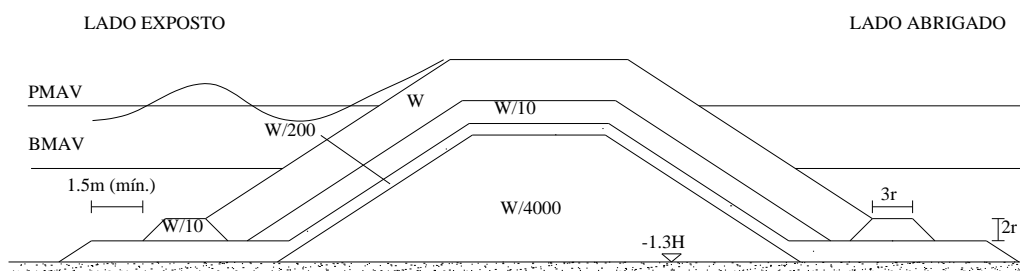


a) Seção transversal idealizada (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).

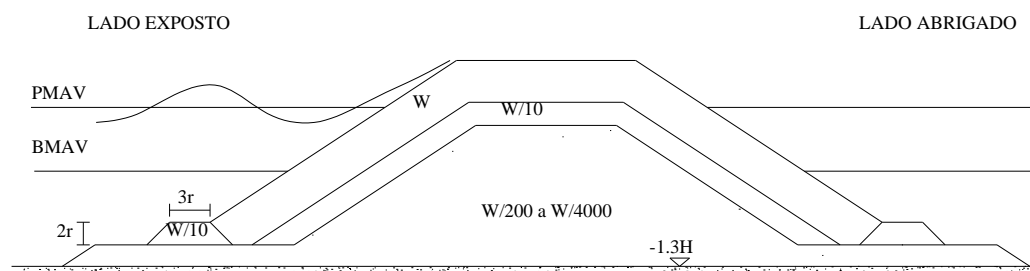


b) Seção transversal recomendada (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).

Figura 6.5: Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de estruturas expostas à agitação em ambos os lados (onde ocorre galgamentos moderados).



a) Seção transversal idealizada (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).



b) Seção transversal recomendada (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).

Figura 6.6: Propostas de dimensionamento das camadas constituintes de estruturas expostas à agitação em ambos os lados (onde ocorre galgamentos moderados).

6.5. Pé de talude ou risberma

O pé de talude ou risberma tem como principal função servir de apoio ao principal elemento estrutural (manto resistente) de forma a prevenir danos resultantes de possíveis erosões. O pé de talude serve ainda de descanso a unidades de blocos, quando deslocadas do manto resistente, aumentando assim a sua própria estabilidade.

Segundo Burcharth e Hughes (2011b) as risbermas são normalmente construídas por blocos de enrocamento, no entanto, poderão ser usados, na sua construção, blocos de betão se o material disponível de enrocamento for reduzido ou inexistente.

A execução do pé de talude deve ter ainda em conta a profundidade do local da estrutura. Ou seja, em águas muito pouco profundas (onde as ondas que podem atingir a estrutura estão limitas por condicionantes físicas do local) deve-se assegurar a colocação de 1 ou 2 camadas extra de blocos de proteção principais no pé de talude, tal como representado na Figura 6.7a. De acordo com Burcharth e Hughes (2011b) esta será uma solução estável, desde que a erosão na zona da risberma não provoque o deslizamento do manto resistente

da estrutura (Figura 6.8). Por outro lado, em águas intermédias ou pouco profundas, geralmente na zona do pé de talude é possível aligeirar o material do manto resistente, podendo-se aplicar na risberma um material mais barato (Figura 6.7b). Por fim, em águas profundas, como não há necessidade do manto resistente da estrutura de estender até às maiores profundidades da inclinação do talude (aconselhando-se apenas até à profundidade $1.5H_{proj}$), a risberma também poderá ser executada num nível acima do fundo do mar (Figura 6.7c).

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b) a estabilidade do pé de talude é afetada pela altura de onda atingível, profundidade da água na parte superior ao pé de talude e pela densidade do bloco. O mesmo autor refere que a declividade da onda não parece ser um parâmetro determinante na estabilidade da risberma.

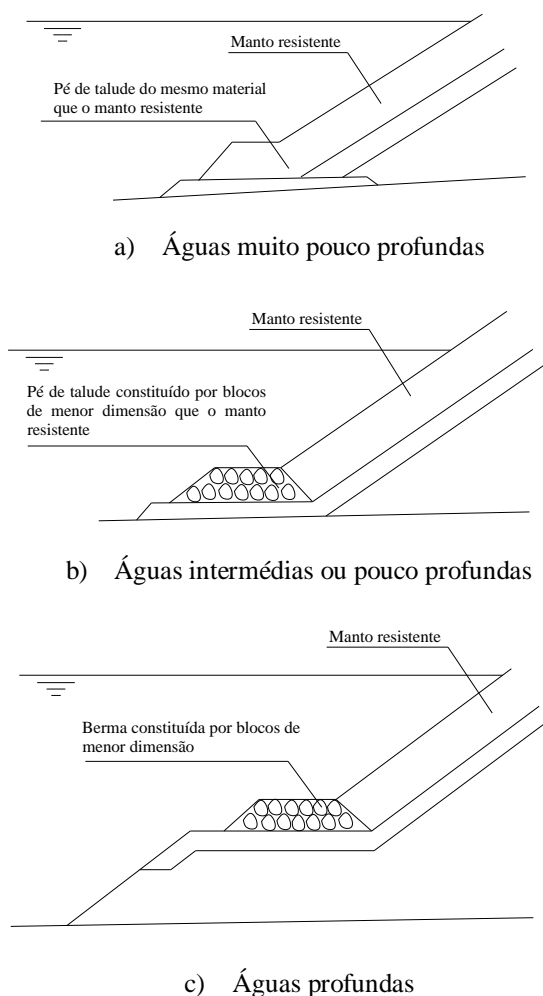


Figura 6.7: Definição do pé de talude consoante a profundidade de implantação da estrutura (adaptado de Burcharth e Hughes, 2011b).

Algumas fundações, muitas vezes fornecem uma base fraca para a execução do pé de talude devido à inclinação dos fundos e/ou devido a superfícies lisas existentes (Figura 6.8). Nestes casos é difícil garantir a estabilidade do pé de talude, especialmente em águas pouco profundas com o fenómeno de rebentação da onda presente. Como solução para esta situação, os pés de talude são muitas vezes apoiados por uma trincheira ou por ancoragem em forma de parafuso (Figura 6.9).

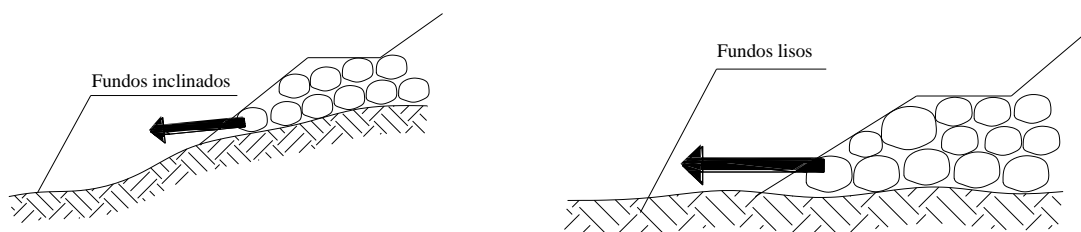


Figura 6.8: Exemplos de instabilidade dos pés de talude (baseado em Burcharth e Hughes, 2011b)

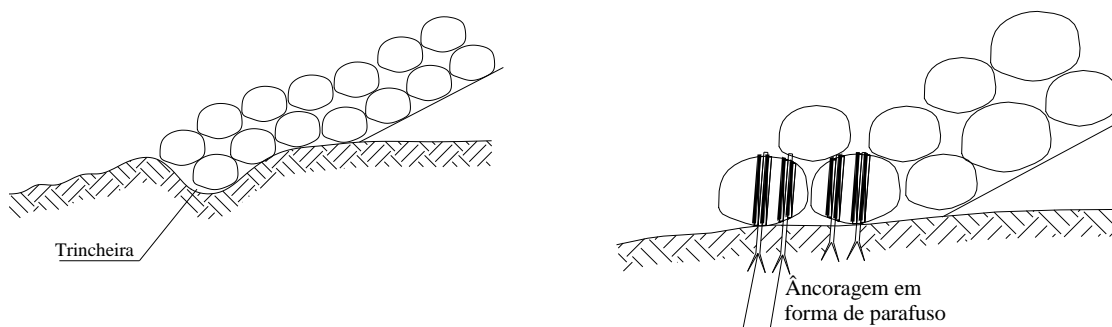


Figura 6.9: Suporte da fundação por meio de trincheira ou ancoragem (baseado em Burcharth e Hughes, 2011b).

Vários ensaios em modelo reduzido, com ondas irregulares, indicam que o local mais desfavorável ou instável, define-se entre a inclinação do talude e secção horizontal da risberma. No entanto, Burcharth e Hughes (2011b) refere que uma percentagem de estragos moderada da risberma não tem grande influência na estabilidade na camada resistente da estrutura, enquanto que uma percentagem de estragos elevada reduz severamente a estabilidade da estrutura. Portanto, na prática, conclui-se que torna-se bastante económico dimensionar pés de taludes que permitam a ocorrência de danos moderados.

A erosão em frente ao pé de talude pode provocar também instabilidade da estrutura. A profundidade de execução do pé de talude necessária para evitar a erosão pode ser estimada a partir dos métodos de predição da profundidade de erosão. Para aplicação destes métodos, pode-se consultar Burcharth e Hughes (2011b).

Estudos baseados exclusivamente em ensaios em modelo físico de pequena escala, permitiram deduzir algumas fórmulas de estabilidade dos pés de talude de estruturas costeiras (Burcharth e Hughes, 2011b). Algumas dessas fórmulas apresentam-se em seguida.

6.5.1. Estabilidade do pé de talude (deduzida para ondas regulares)

Markle (1989), tendo por base ensaios com ondas regulares, obteve as curvas representadas na Figura 6.10, correspondentes aos diferentes tipos de estruturas: verticais impermeáveis, mistas e de talude. Estas curvas representam o limite inferior do número de estabilidade do pé de talude aceitável (isto é, ocorre movimento dos blocos, no entanto, é reduzido e aceitável, o que mostra que o pé de talude não está sobredimensionado), elevado ao cubo, em função do quociente entre a profundidade da água até ao limite superior do pé de talude, h_b , e a profundidade da água, d . Através da Figura 6.11 é ainda possível verificar a proposta do CERC (*Coastal Engineering Research Center*) para a largura da risberma.

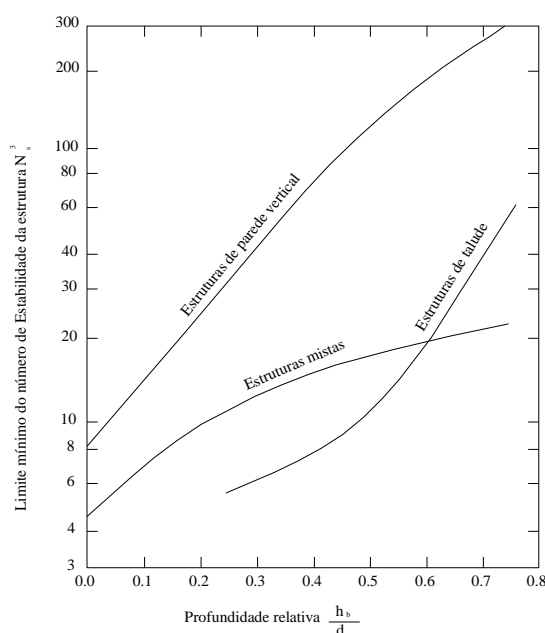


Figura 6.10: Número de estabilidade da estrutura ao cubo em função da profundidade relativa (adaptado de Markle, 1989).

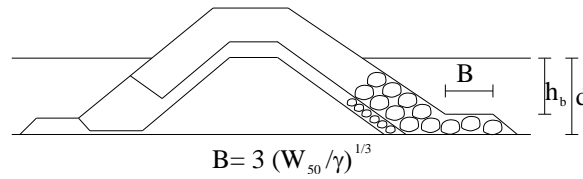


Figura 6.11: Estrutura de talude (adaptado de de Markle, 1989).

Segundo Markle (1989) o número de estabilidade ao cubo é calculado considerando a altura da onda de rebentação.

6.5.2. Estabilidade do pé de talude (deduzida para ondas irregulares)

Van der Meer *et al.* (1995) e Burcharth *et al.* (1995), tendo por base ensaios em modelo físico com ondas irregulares, deduziram diferentes formulas para determinação da estabilidade do pé de talude da estrutura. Estas fórmulas encontram-se na tabela seguinte, assim como, os seus limites de aplicabilidade e referência.

Tabela 6.10: Fórmulas para a determinação da estabilidade do pé de talude.

Fórmula de Dimensionamento	Limites de Aplicabilidade	Referência
Ondas irregulares		
(com ou sem a presença de rebentação);		
$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0.24 \frac{h_b}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$	2 camadas de enrocamento com $\rho = 2.68 \text{ ton/m}^3$; $0.4 < h_b/d < 0.9$; $0.28 < H_s/d < 0.8$ $3 < h_b/D_{n50} < 25$	van der Meer <i>et al.</i> (1995)
aplicável ao tronco da estrutura;		
$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0.4 \frac{h_b}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$	Ondas irregulares; aplicável ao tronco da estrutura	Burcharth <i>et al.</i> (1995)
ou $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(\frac{1.6}{N_{od}^{0.15} - 0.4 h_b/H_s} \right)$		

De acordo com Burcharth e Hughes (2011b), para um tamanho do pé de talude com largura na ordem de 3 a 5 vezes a dimensão dos blocos e com altura de 2 a 3 camadas de blocos:

$$N_{od} = \begin{cases} 0.5 & \text{(nenhum dano)} \\ 2 & \text{(danos aceitáveis)} \\ 4 & \text{(severos danos)} \end{cases} \quad (6.25)$$

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

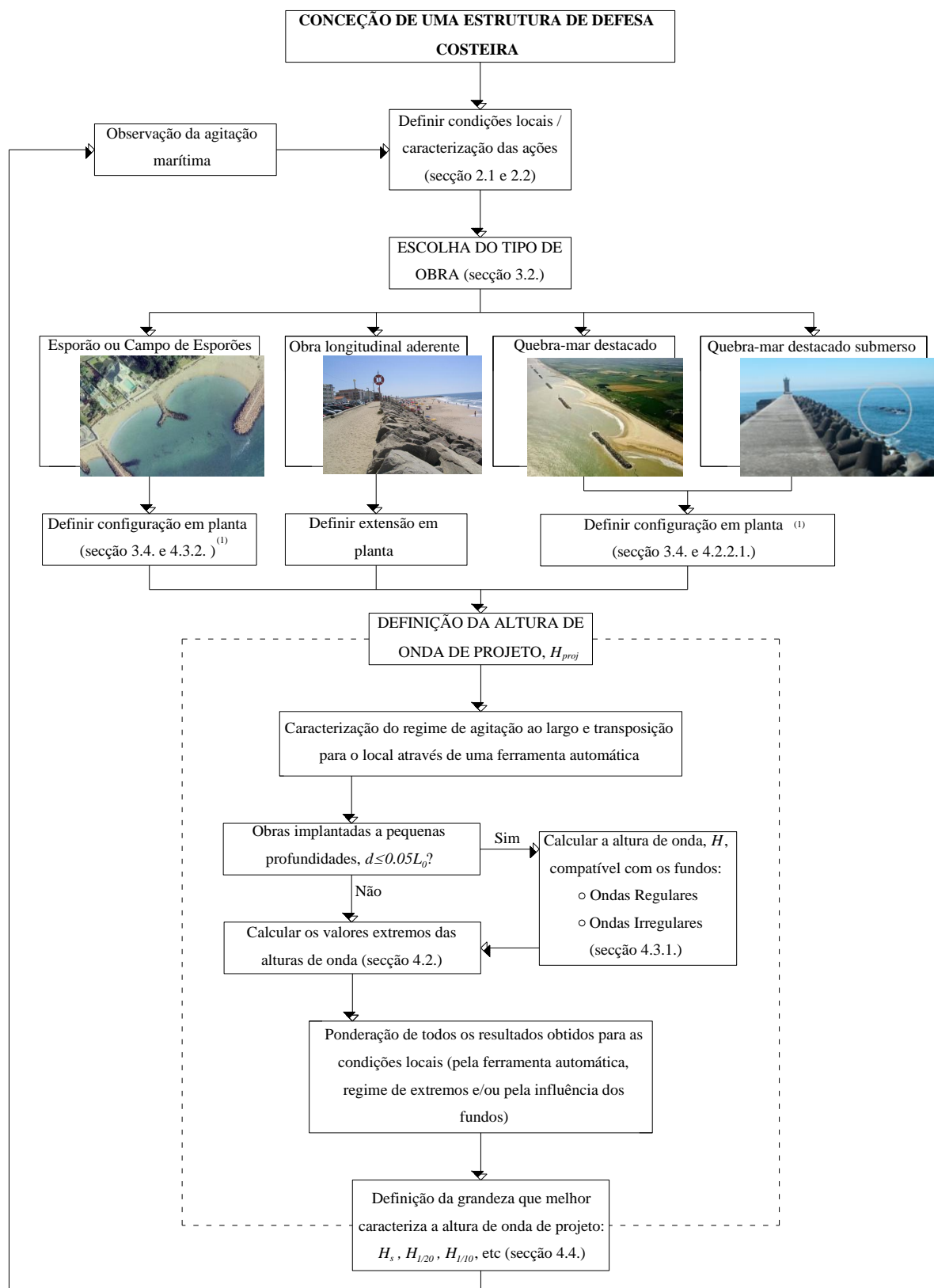
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

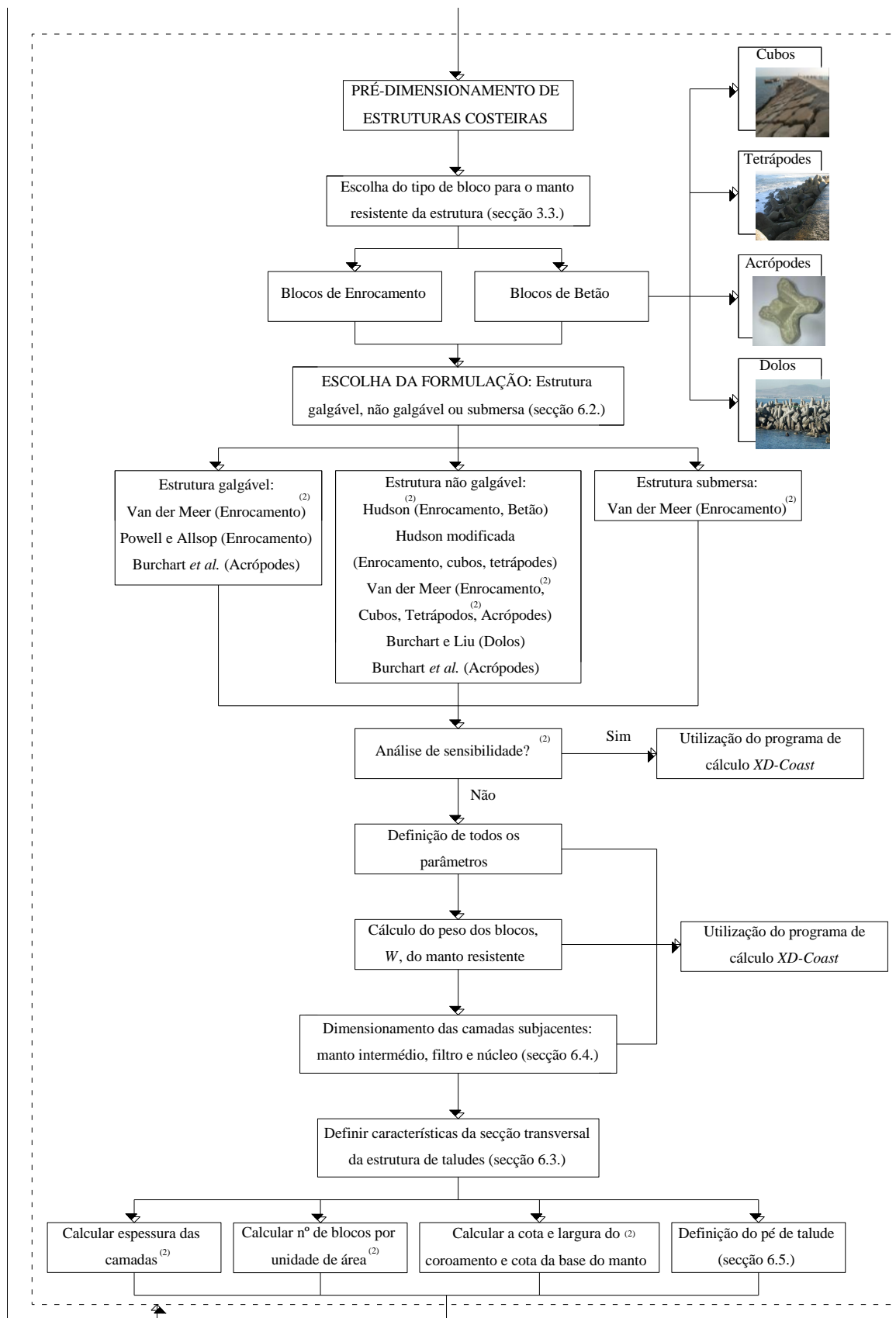
Nesta dissertação foi experimentada uma análise do processo que envolve a concepção de obras de defesa costeira. Por este motivo, contaram-se ao longo deste trabalho vários descritores ambientais que é necessário avaliar na fase de caracterização do local da obra, entre os quais de destacaram a topo-hidrografia, geologia e morfologia, o nível da água do mar, o regime da agitação marítima e o regime de ventos. Avaliaram-se as principais ações que solicitam as estruturas de defesa costeira, entre as quais se deu especial realce à altura de onda de projeto, não só pela dificuldade existente para estimar este parâmetro, mas também pela sua influência direta na estabilidade da estrutura, no custo da construção e na segurança da obra marítima. Foram descritas as principais características de alguns tipos de obra de defesa costeira, nomeadamente os objetivos a que se destinam, as funções que desempenham, os impactos que provocam e ainda possíveis configurações em planta que podem assumir de modo a ser possível deduzir qual a solução mais conveniente para implantação no local que se pretende proteger. Apresentaram-se ainda vários métodos de pré-dimensionamento das estruturas, que consistem basicamente em diferentes formulações para determinação do peso unitário dos blocos do manto resistente, W , bem como as formulações existentes para obter as principais características da secção transversal de uma estrutura de taludes.

Assim, o presente capítulo corresponde a um resumo de todo o trabalho desenvolvido, destacando as principais conclusões e projetando desenvolvimentos futuros.

7.1. Guia de procedimentos

Um dos principais objetivos deste trabalho consistiu na elaboração de um guia de procedimentos que contemplasse as principais fases de concepção de uma estrutura de defesa costeira, para que pudesse servir de apoio aos projetistas. Assim, compilando e resumindo toda a informação apresentada em capítulos anteriores, apresenta-se em seguida (Figura 7.1) um diagrama lógico que reflete o encadeamento dos principais procedimentos que envolvem esse processo de concepção.





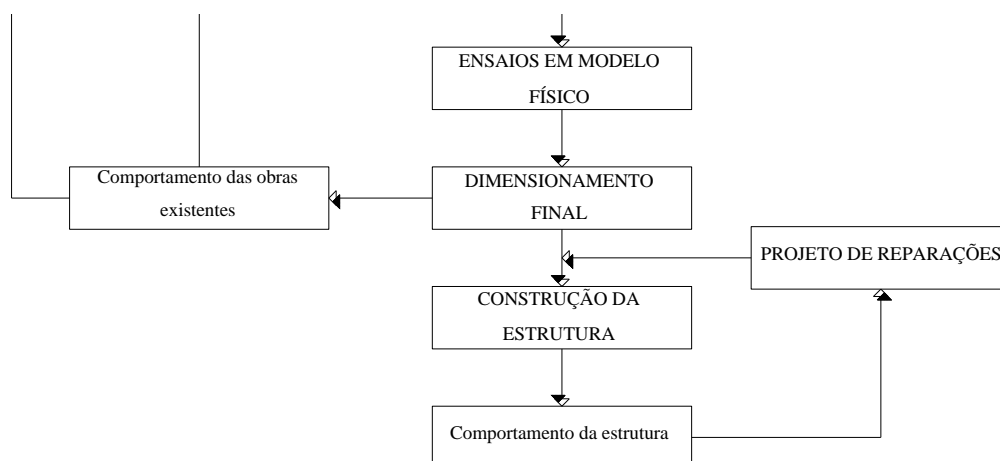


Figura 7.1: Diagrama lógico de concepção de uma estrutura de defesa costeira.

Legenda:

⁽¹⁾ A definição da configuração em planta de esporões e quebra-mares destacados (submersos ou não) pode estar associada à possibilidade de cálculo da profundidade a que ocorre a altura de onda significativa de pico, na zona de rebentação (ver secção 4.3.2). Este valor dá uma primeira estimativa do local mais suscetível de sofrer maiores variações de alturas de onda e consequentemente uma percepção do local mais ou menos propício para construção da estrutura de defesa.

⁽²⁾ No caso da escolha da formulação de van der Meer para blocos de enrocamento e tetrápodes e a fórmula de Hudson simples, a determinação do peso, W , dos blocos pode ser realizada com recurso ao programa de cálculo automático *XD-Coast* (Lima, 2011). Para além disso, através da mesma ferramenta automática pode ainda ser efetuada uma análise de sensibilidade aos diferentes parâmetros intervenientes na formulação, bem como obter algumas características da secção transversal tipo de uma estrutura de taludes, nomeadamente, a largura de coroamento, espessura das camadas e número de blocos por unidade de área.

7.2. Conclusões

Foram apresentados contributos na identificação dos principais procedimentos a ter em conta aquando a concepção de estruturas de defesa costeira. O conhecimento das funcionalidades deste tipo de obra, as suas limitações, o impacto associado à sua construção e aspetos mais relacionados com o seu dimensionamento é fundamental para sustentar o apoio à decisão da solução mais adequada, possível de se implementar no local em estudo, de modo a fazer face ao processo erosivo, que afeta várias praias do mundo.

A existência de uma grande variabilidade de materiais disponíveis para a concepção de estruturas de talude, sejam eles blocos naturais ou artificiais, as disponibilidades previsíveis

de equipamento de fabrico, colocação em obra e manutenção, bem como as características estruturais e hidráulicas associadas a cada tipo de bloco e o resultado de experiências anteriores faz com que a escolha do material a empregar no manto resistente, por parte do projetista, assuma grande responsabilidade no comportamento da estrutura durante o seu período de vida útil.

De todas as ações que solicitam uma estrutura costeira, a agitação marítima é a que mais afeta a sua estabilidade, sendo caracterizada essencialmente pela altura de onda de projeto. A determinação deste parâmetro assume especial importância na fase de projeto, sendo influenciado por diversos fatores, entre os quais se destacam, o grau de estragos permitido para a estrutura (duração da tempestade), o regime de extremos e a batimetria/topografia do local de implantação da obra e a respetiva profundidade. No caso de estruturas situadas em águas profundas, podendo estar sujeitas a elevados níveis energéticos de agitação, a profundidade deixa de ter influência no valor final da altura de onda de projeto, sendo esta associada, em geral, a períodos de retorno de 50 ou 100 anos (consoante a importância da obra), através da análise e extrapolação dos dados disponíveis, aplicando uma ou mais distribuições estatísticas aceites como representativas da distribuição a longo prazo da altura das ondas. No entanto, é frequente não existirem esses dados, em particular de medições de bóias, em quantidade e qualidade suficientes, podendo nesses casos utilizar-se o ONDATLAS (atlas das ondas em Portugal). Este atlas digital poderá ainda constituir uma ferramenta útil, se divulgado na comunidade académica e de engenharia costeira, permitindo para além da determinação do regime de extremos da altura de onda, a descrição completa do clima de ondas e o recurso energético associado, junto à costa portuguesa.

Contrariamente, quando as estruturas se situam a pequenas profundidades, as alturas de onda que atingem a estrutura estão limitadas por condicionantes relacionadas com as características dos fundos. Para este caso, foram analisados vários métodos desenvolvidos no âmbito de uma agitação regular e irregular, no sentido de se estabelecer uma relação entre os fundos e as alturas de onda que os podem atingir, tendo por base o fenómeno de propagação e rebentação.

Para todos os métodos foi realizada uma análise de sensibilidade, com o objetivo de avaliar a influência da variação de cada um dos parâmetros intervenientes, nomeadamente a inclinação dos fundos, m , a altura de onda ao largo, H_0 , e a profundidade do local

(parâmetro comum a todos os métodos), d , no valor final da altura de onda. A consideração ou não da inclinação dos fundos, da altura de onda ao largo e parâmetros relativos aos fenômenos de transformação da onda (empolamento, difração e refração) variam consoante o método aplicado. Nesta análise verificou-se, de uma maneira geral, que um incremento da declividade da onda e da inclinação dos fundos influencia de forma direta e proporcional o valor final da altura de onda condicionada pelo local, e que esta influência é mais significativa nos métodos que têm por base uma agitação irregular (à exceção dos métodos de Miche e CEM). Verificou-se ainda, para os três métodos apresentados que têm em conta a inclinação dos fundos (Weggel, 1972, Seelig, 1979 e Goda, 1985), que a influência deste parâmetro no valor da altura de onda vai diminuindo à medida que a profundidade do local aumenta, assumindo-se mais significativa para inclinações dos fundos maiores (5 e 10%), à exceção do método de Weggel (1972).

No que respeita aos resultados obtidos para ondas regulares e irregulares concluiu-se que os segundos apresentavam valores superiores em relação aos primeiros, no caso de ser considerado o valor do parâmetro m . Considerou-se ainda que o método da teoria da onda solitária na estimativa da altura de onda de projeto conduz a um subdimensionamento do peso dos blocos do manto resistente, uma vez que este apresentava valores mais baixos comparativamente com os resultados obtidos por outros métodos. Assim, concluiu-se que os métodos de Seelig (1979) e Goda (1985) seriam os mais adequados para estimar a altura de onda, uma vez que estes para de além de apresentarem resultados próximos entre si e superiores aos restantes métodos são deduzidos tendo por base ondas irregulares, o que vai de encontro com a realidade da agitação marítima.

A generalidade dos métodos de pré-dimensionamento apresentados, para os vários tipos de estruturas (galgáveis, não galgáveis e submersas) consistem essencialmente em diferentes fórmulas empíricas, deduzidas com base em ensaios em modelo reduzido, que permitem avaliar o peso (W) dos blocos necessário para resistir à ação da onda de projeto, H_{proj} . A fórmula de Hudson (1959), deduzida tendo por base ensaios com ondas regulares, foi a primeira formulação que mereceu aceitação geral no mundo da engenharia. No entanto, face às limitações que apresenta, foi necessário desenvolver novas formulações que incluíssem fatores relacionados com a irregularidade da agitação, a permeabilidade do núcleo/filtros, a rebentação da agitação, a profundidade da água, etc. Mesmo assim, os trabalhos mais recentes, como os de van der Meer (1988) continuam a não ter em

consideração certos parâmetros relacionados com a agitação irregular, tais como a profundidade da base da estrutura, os diferentes modos de rotura, os efeitos tridimensionais na estabilidade e erosão na base e/ou a interação agitação/estrutura. Nesse sentido, ainda há muito que evoluir, tentando desenvolver formulações que incluam esses parâmetros, considerados relevantes para a estabilidade da estrutura.

O dimensionamento das camadas subjacentes ao manto resistente, bem como a definição das características da secção transversal das estruturas de defesa costeira é a fase que procede a determinação do peso unitário dos blocos do principal elemento estrutural. Nesta fase decide-se, entre outros parâmetros, o número de camadas da estrutura, a inclinação dos taludes, a cota de coroamento (muito influenciada pela frequência e intensidade de galgamento admissível para a obra), a cota da base do manto, a largura do coroamento (condicionada muitas vezes pelo equipamento de construção da estrutura) e o pé de talude. A execução deste último elemento merece uma preocupação especial (um estudo aturado) uma vez que poderá ditar a estabilidade da estrutura. O seu dimensionamento deverá ter em consideração diversos fatores entre os quais se salientam a profundidade de implantação da obra, o tipo de material de fundação e possíveis erosões que poderão ocorrer na frente do pé de talude.

Devido à grande complexidade da agitação marítima e aos fenómenos envolvidos, a modelação física traduz-se como um auxiliar poderoso no dimensionamento final de estruturas costeiras, permitindo a comprovação de comportamentos específicos. Assim, o pré-dimensionamento destas estruturas deve ser completado com ensaios em modelo e com resultados de experiências anteriores de modo a que seja possível otimizar com segurança a solução adotada.

Após a construção deste tipo de estruturas, a fase de manutenção e observação do comportamento em serviço das obras costeiras assume-se da maior importância visto que a sua não execução pode levar ao agravamento progressivo da situação estrutural e consequentemente à destruição ou não funcionamento da estrutura, deixando frentes urbanas em grande risco de exposição à ação direta do mar.

7.3. Desenvolvimentos futuros

Devido à elevada variabilidade de formulações existentes para dimensionamento do peso unitário dos blocos empregues no manto resistente, entende-se que a exploração e análise de sensibilidade destas formulações permitiria uma melhor compreensão da influência dos diversos parâmetros envolvidos, e consequentemente um dimensionamento otimizado destas estruturas costeiras.

O estudo de implementação de soluções alternativas às estruturas de defesa costeira, tal como, a alimentação artificial de praias, é um assunto que pode ser explorado, analisando-se a sua sustentabilidade em termos da componente económico-financeira e da componente ambiental (avaliando a dinâmica costeira, características dos sedimentos, etc.). O desenvolvimento de ferramentas de análise custo-benefício de intervenções costeiras, englobando uma forma de avaliar não só custos diretos associados à sua construção/implementação e manutenção, mas também valores descontados de propriedades e bens perdidos de maneira eficaz e imediata, seria extremamente útil no processo decisório entre opções de retirada ou de proteção da zona costeira.

Por outro lado, com o agravamento do problema de erosão costeira, as ações de quantificação de vulnerabilidades e riscos às ações diretas ou indiretas do mar assumem-se de maior relevância na sociedade, uma vez que a perceção dos riscos é importante para alertar as autoridades de segurança nos processos de decisão e ação. Assim, contemplar no futuro um estudo sobre o tema, analisando e comparando situações reais pode ser uma mais-valia para aplicação de matrizes de classificação de vulnerabilidades e riscos associáveis às ações energéticas do mar.

Em suma, considera-se que há muito a explorar neste âmbito costeiro, que necessita de ser desenvolvido de forma a contribuir de uma maneira geral para a defesa das zonas do litoral que se encontram em constante emagrecimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, R., Pontes, T., Pires, H. (2003). Ondatlas - Atlas de Ondas em Portugal. 3^{as} Jornadas de Engenharia Costeira e Portuária, Aveiro 2003, 12 p.

APA (2011). Administração do Porto de Aveiro, S.A. Projeto da Reconfiguração da Barra do Porto de Aveiro. Projeto desenvolvido por WW, Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. Projeto de Execução, Memória Descritiva e Justificativa, 315 p.

Alfredini, P. (2005). Obras e Gestão de Portos e Costas. A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental. Blücher, São Paulo, Brasil, 688 p.

Allsop, N. (1983). “Low-Crest Breakwaters, Studies in Random Waves,” *Proceedings of Coastal Structures '83*, American Society of Civil Engineers, pp 94-107. Citado por Burchard e Hughes (2011b).

Bajpai, N. (1965). Design of Rubble- Mound Breakwaters, Principles and Problems of Location and Construction. The Dock and Harbour Authority, n.º45, London, April 1965. Citado por Pita (1986).

BSI (1991). British Standard Institution. Maritime Structures. Part 7. Guide to the design and construction of breakwaters, 85 p.

Burcharth, H. (1994). The Design of Breakwaters, Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book, M. B. Abbot e W. A. Price, Londres, Reino Unido, 381-424. Citado por Taveira-Pinto e Neves (2003).

Burcharth, H., Christensen, M., Jensen, T., Frigaard, P. (1998). “Influence of Core Permeability on Accropode Armour Layer Stability,” *Proceedings of International Conference on Coastlines, Structures, and Breakwaters '98*, Institution of Civil Engineers, London, UK, pp 34-45.

Burcharth H., Frigaard, P., Uzcanga, J., Berenguer, J., Madrigal, B. G., Villanueva, J. (1995). “Design of the Ciervana Breakwater, Bilbao,” *Proceedings of the Advances in Coastal Structures and Breakwaters Conference*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, pp 26-43.

Burcharth, H., Hughes, S. (2011a). Types and Functions of Coastal Structures. Coastal Engineering Manual, Part VI: Design of Coastal Project Elements, Chapter 2, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 63 p.

Burcharth, H., Hughes, S. (2011b). Fundamentals of Design. Coastal Engineering Manual, Part VI: Design of Coastal Project Elements, Chapter 5, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 312 p.

Burcharth, H., Liu, Z. (1992). “Design of Dolos Armour Units,” *Proceedings of the 23rd International Coastal Engineering Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol 1, pp 1053-1066.

Brorsen, M., Burcharth, H., Larsen, T. (1974). “Stability of Dolos Slopes,” *Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol 3, pp 1691-1701. Citado por Burchard e Hughes (2011b).

Capitão, R., Conceição, J., Mendes de Carvalho, M., Covas, J. (1999). Definição de Regimes de Agitação Marítima – Casos de Estudo, AIPCN/PIANC, Comunicação das 1^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária 1999, Porto, 31-34. Citado por Taveira-Pinto e Neves (2003).

Castanho, J. (1962). Métodos Empregados na Defesa contra a Erosão Costeira. Memória nº 196, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 22 p.

CEPEMAR (2010). CEPEMAR, Serviços de Consultoria em Meio Ambiente. Termo de Referência para elaboração de estudo de impacto ambiental e relatório de impacto ambiental (EIA/RIMA). Empreendedor Brookfield Incorporações e Itacaré Capital.

CIRIA, C. (2007a). The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering (2nd Edition). Chapter V - Physical Processes and Design Tools, C683, CIRIA, Londres, pp 487-756.

CIRIA, C. (2007b). The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering (2nd Edition). Chapter VI - Design of marine structures, C683, CIRIA, Londres, pp 778-907.

CLI (2013). Concrete Layer Innovations. <http://concretelayer.com/armour-solutions>.
Ultima visualização a 29 de Abril de 2013.

Coelho, C. (2005). Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, 405 p.

Coelho, C. (2012). Apontamentos das aulas de Engenharia Costeira e Portuária, Universidade de Aveiro.

CONSULMAR (2011). Empreitada de construção de obra marítima de abrigo na zona piscatória de Angeiras. Volume 3 - Projeto de Execução, 43 p.

Cruz, D. (2008). Estruturas portuárias - Possibilidades e desafios no dimensionamento de quebramares. Tese de Mestrado Integrado, Universidade de Aveiro, 135 p.

d'Angremond, K., van der Meer, J., van Nes, C. (1994). "Stresses in Tetrapod Armour Units Induced by Wave Action," *Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol 2, pp 1713-1726.

EUROSION (2006). EUROSION, Viver com Erosão Costeira na Europa, Sedimentos e Espaço para a Sustentabilidade, Doody *et al.*, 21 p.

Fleming, C., Allsop, N., Leeming, M., Sharp, B., Slater, D., Williams, A., Titman, P. (1998). Concrete in Coastal Structures. Thomas Telford, London, pp 41-65.

Givler, L., Sorensen, R. (1986). “An Investigation of the Stability of Submerged Homogeneous Rubble-Mound Structures Under Wave Attack,” Report IHL 110-86, H.R. IMBT Hydraulics, Lehigh University, Philadelphia, PA. Citado por Burchard e Hughes (2011b).

Goda, Y. (1975). "Irregular Wave Deformation in the Surf Zone," Coastal Engineering in Japan, Vol. 18, pp 13-26. Citado por Seelig (1979) e Seelig (1980).

Goda, Y. (1985). Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.

Gomes, N. (1977). Tipos de Esporões e Aspectos Construtivos. Obras de Proteção Costeira. Seminário 210, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 13 p.

Hughes, S. (2011). Site Specific Design Conditions. Coastal Engineering Manual, Part VI: Design of Coastal Project Elements, Chapter 3, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 22 p.

IH (2012). Instituto Hidrográfico. <http://www.hidrografico.pt>. Última visualização a 30 de Outubro de 2012.

IPCC (2007). Intergovernmental Panel on Climate Change, Relatório do IPCC/ONU. Novos cenários climáticos. IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. Contribuição do Grupo de Trabalho I para o Quarto Relatório de Avaliação do Painel Intergovernamental sobre Mudança Climática, 42 p.

IHRH/FEUP (2010). Estudo de Vulnerabilidades e Riscos às Ações Directas e Indirectas do Mar sobre a Zona Costeira (1ª Fase). Instituto de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. Volume 2, Programa de observação e de manutenção das estruturas de defesa costeira de frentes edificadas em risco. Com a Sociedade Polis Litoral Norte, SA.

Jong, T.(1996). Stability of Tetrapods at Front Crest and Rear of a Low-Crested Breakwater. Delft Hydraulics Publication No. 453, Delft Hydraulics Laboratory, The Netherlands. Citado por CIRIA (2007a) e Taveira-Pinto e Neves (2003).

Lima, M. (2011). Programação de Métodos de Pré-Dimensionamento de Obras Costeiras. Tese de Mestrado Integrado, Universidade de Aveiro, 131 p.

Losada, M., López, C. (2000). Mound breakwater stability versus wave reflection, *Coastal Structures '99*, Santander, Espanha, Inigo J. Losada, Balkema, Vol. 1, 283-288. Citado por Taveira-Pinto e Neves (2003).

Mark, G., Bruce, E., Todd, W., Randall, W. (2003). Beach Fill Design. Coastal Engineering Manual, Part V: Coastal Project Planning and Design, Chapter 4, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 113 p.

Markle, D. (1989). “Stability of Toe Berm Armor Stone and Toe Buttrressing Stone on Rubble-Mound Breakwaters and Jetties; Physical Model Investigation,” Technical Report REMR-CO-12, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

McCowan (1891). “On the Solitary Wave,” *Philosophical Magazine*, 5th Series, Vol 36, pp 430-437. Citado por Smith (2003).

Merrifield, E., Zwamborn, J. A. (1966). The Economic Value of a New Breakwater Armour Unit ‘Dolos’ CSIR, Stellenbosch. Citado por Pita (1986).

Miche, M. (1951). “Le Pouvoir Réfléchissant des Ouvrages Maritimes Exposés à l'Action de la Houle,” *Annals des Ponts et Chaussées*, 121e Année, pp 285-319 (translated by Lincoln and Chevron, University of California, Berkeley, Wave Research Laboratory, Series 3, Issue 363, June 1954). Citado por Smith (1999) e Smith (2003).

Oorschot, J. (1983). Breakwater Design and the Integration of Practical Construction Techniques. Coastal Structures'83, Arlington.

PA/INAG (2012). Análise da Erosão Costeira em Portugal. Portal da Água. <http://portaldaagua.inag.pt/PT/InfoUtilizador/AguaNatureza/Riscos/Ameacas/Pages/RiscosErosaoPortugal.aspx>. Última visualização a 30 de Outubro de 2012.

Pereira, M. (1977). Quebra-mares destacados como métodos de proteção contra a erosão costeira. Seminário 210, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 17 p.

Piccinini, F. (2006). A onda de projeto por meio de análise estatística de extremos a partir de dados medidos por satélite. Revista Pesquisa Naval, Brasília, N.19, pp 84-90.

Pilarczyk, W. (1990). "Design of Seawalls and Dikes - Including Overview of Revetments," *Coastal Protection*, K. Pilarczyk, ed., A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, The Netherlands. Citado por Burcharth e Hughes (2011b).

Pita, C. (1978). Porto de Sines. Molhe Oeste. Ensaios de Estabilidade e Galgamento em Canal de Ondas Irregulares. Relatório II. Relatório, LNEC, Fevereiro de 1978. Citado por Pita (1986).

Pita, C. (1986). Dimensionamento Hidráulico do Manto Resistente de Quebra-Mares de Talude. Memória nº 670, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 68 p.

Pita, C. (1985). Considerações sobre a Observação de Quebra-Mares de Talude. Memória Nº 647, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 17 p.

Powell, K., Allsop, N. (1985). Low-Crested Breakwaters, Hydraulic Performance and Stability. Report No. SR 57, Hydraulics Research Station, Wallingford, England. Citado por Burchard e Hughes (2011b).

RBRH (1999). Uma formulação explícita para a solução de escoamentos em águas rasas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 4, n.4, pp 63-73.

Reeve, D., Chadwick, A., Fleming, C. (2004). Coastal Engineering. Processes, theory and design practice., Spon Press, U.S.A., 461 p.

RGCI (2012). Glossário da Revista de Gestão Costeira Integrada. <http://www.aprh.pt/rgci>. Última Visualização a: 30 de Outubro de 2012.

Sancho, F. (2002). Conceitos Fundamentais da agitação irregular. Processos fluviais e Costeiros, Capítulo 5. Hidráulica Marítima.

Seelig, W. (1979). Estimating Nearshore Significant Wave Height for Irregular Waves. Coastal Engineering Technical Aid No.79-5.

Seelig, W. (1980). Maximum Wave Heights and Critical Water Depths for Irregular Waves in the Surf Zone. Coastal Engineering Technical Aid No.80-1.

Smith, J. (2003). Surf Zone Hydrodynamics. Coastal Engineering Manual, Part II: Design of Coastal Project Elements, Chapter 4, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 22 p.

Smith, J. (1999). Wave Breaking on an Opposing Current. Coastal Engineering Technical Note IV-17. US Army Corps of Engineers.

Smith, J., Seabergh, W., Harkins, G., Briggs, M. (1998). “Wave breaking on a current at an idealized inlet,” Technical Report CHL-98-31, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS.

Souto, C. (1989). Recolha de Elementos de Base no Instituto Hidrográfico. Obras de Defesa Costeira, Seminário 210, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 52 p.

Sorensen, R. (1997). Basic Coastal Engineering. British Library, Kluwer Academic Publishers, Londres, 301.

SPM (1975). Shore Protection Manual. Second Edition, CERC, Fort Belvoir, 1975. Citado por Pita (1986) e Taveira-Pinto e Neves (2003).

SPM (1977). *Shore Protection Manual*. 1977. 3rd ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC. Citado por Burchard e Hughes (2011b).

SPM (1984). *Shore Protection Manual*. 1984. 4th ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC. Citado por Fleming *et al.* (1998), Taveira-Pinto e Neves (2003) e Burchard e Hughes (2011b).

Taveira-Pinto, F. (2001). Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidades nas proximidades de Quebramares Submersos sob a Acção da Agitação Marítima. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 351 p.

Taveira-Pinto, F., Neves, A. (2003). A Importância da Consideração do Carácter Irregular da Agitação Marítima no Dimensionamento de Quebramares de Taludes. Número 16, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, pp 95-111.

Tenaud, R., Coefe, Y., Feillet, J. (1982) Le Dimensionnement des Dignes a Talus, Prise en Compte du Caractère Aléatoire de la Houle, *LNH*, Chatou. Citado por Pita (1986) e Taveira-Pinto e Neves (2003).

Toyoshima, O. (1974). Design of a detached breakwater system, ASCE, Proc. Of the 14th Int, Conference Coastal Engineering, Dinamarca. Citado por Taveira-Pinto (2001).

van der Meer, J. (1988a). “Rock slopes and gravel beaches under wave attack”. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft. Also Delft Hydraulics publication no 396.

van der Meer, J. (1988b). “Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropode,” *Proceedings of the Breakwaters '88 Conference; Design of Breakwaters*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, pp 71-80.

van der Meer, J. (1991). “Stability and Transmission at Low-Crested Structures,” Delft Hydraulics Publication No. 453, Delft Hydraulics Laboratory, The Netherlands. Citado por Burcharth e Hughes (2011b).

van der Meer, J., d'Angremond, K., Gerding, E. (1995). “Toe Structure Stability of Rubble Mound Breakwaters,” *Proceedings of the Advances in Coastal Structures and Breakwaters Conference*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London, UK, pp 308-321.

Veloso-Gomes, F. (1981). Espraçamento de Ondas Regulares sobre Taludes de Obras Marítimas. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 346 p.

Veloso-Gomes (1987). Estruturas Expostas à Agitação, Laboratório de Hidráulica da FEUP, Porto. Citado por Taveira-Pinto (2001).

Veloso-Gomes, F. (1995). Fenómenos de Alteração e Deformação da Agitação na Propagação em Direcção à Costa - Interacção Agitação/Taludes. 1ª Edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 76 p.

Weggel J. (1972). “Maximum Breaker Height,” *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, Vol 98, No. WW4, pp 529-548. Citado por Smith (2003).

ANEXOS

ANEXOS

Método de Seelig (1979)

Método 1

O primeiro método, parte das condições de agitação em águas profundas para prever a altura de onda significativa máxima que poderá ocorrer no local de fundação da obra de abrigo. Desta forma, se se conhecer a altura de onda equivalente ao largo, H'_0 , e o período de onda, T , é possível estimar a altura de onda significativa máxima no local de interesse:

- Determinar os rácios, $H'_0/(gT^2)$ e $d/(gT^2)$ onde d corresponde à profundidade do ponto onde se pretende calcular a altura de onda significativa máxima admitida por essa mesma profundidade.
- Escolher o gráfico apropriado (Figura A.1 a Figura A.4) em função da inclinação dos fundos, m . Encontrar o ponto de interseção entre a ordenada $d/(gT^2)$ e a curva $H'_0/(gT^2)$, e ler o valor de (H_s/d) no eixo das ordenadas do gráfico.
- Por fim, calcular a altura de onda significativa máxima admitida pela profundidade d , $H_s = d(H_s/d)$.

Método 2

Ao contrário do primeiro, o segundo método proposto por Seelig (1979) estima a altura de onda significativa máxima no ponto de interesse por conhecimento das condições da agitação local medidas num outro ponto localizado em águas pouco profundas.

Conhecendo as condições locais num determinado ponto $[(H_s)_1, T, d_1, m]$ é possível determinar para outro ponto situado a baixa profundidade, d_2 , a altura de onda significativa máxima segundo o procedimento abaixo descrito:

- Calcular os rácios $(H_s)_1/d_1$ e $d_1/(gT^2)$ e no gráfico correspondente ao valor da inclinação dos fundos (Figura A.1 a Figura A.4) encontrar a intersecção entre esses valores. Ler no gráfico o valor de $H'_0/(gT^2)$. Determinado $H'_0/(gT^2)$, o valor de H'_0 pode ser calculado de forma direta.

- b. Calcular $(H_s)_2/d_2$ e $d_2/(gT^2)$ conforme descrito no método 1.

Em seguida apresentam-se os ábacos propostos por Seelig (1979) para estimar a altura de onda significativa admitida pelos fundos. Estes ábacos são a representação gráfica da relação entre a altura de onda significativa e a profundidade do local, H_s/d , versus o rácio $d/(gT^2)$. As curvas representadas correspondem à variação da declividade da onda ao largo, $H_0/(gT^2)$. A inclinação dos fundos, m , corresponde à inclinação média dos fundos, definida entre o ponto de interesse e um ponto ao largo à distância de meio a um comprimento de onda. Para casos de inclinações de fundos menores que 1%, deve-se usar-se o ábaco correspondente a essa mesma inclinação.

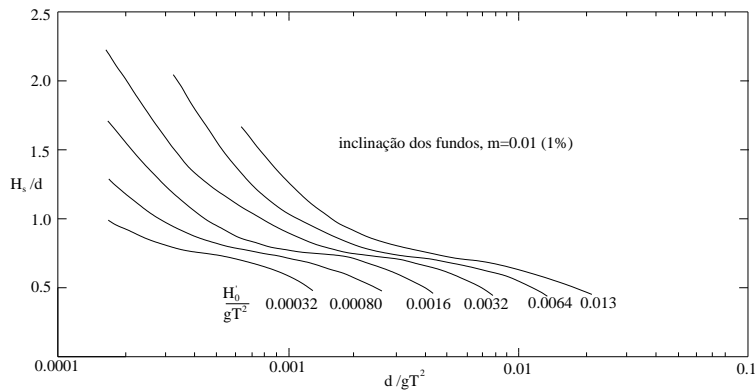


Figura A.1: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 1% (de acordo com o método de Seelig, 1979).

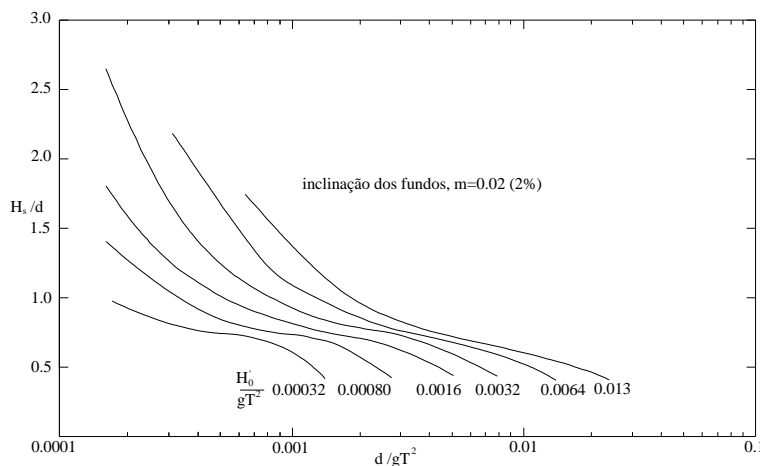


Figura A.2: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 2% (de acordo com o método de Seelig, 1979).

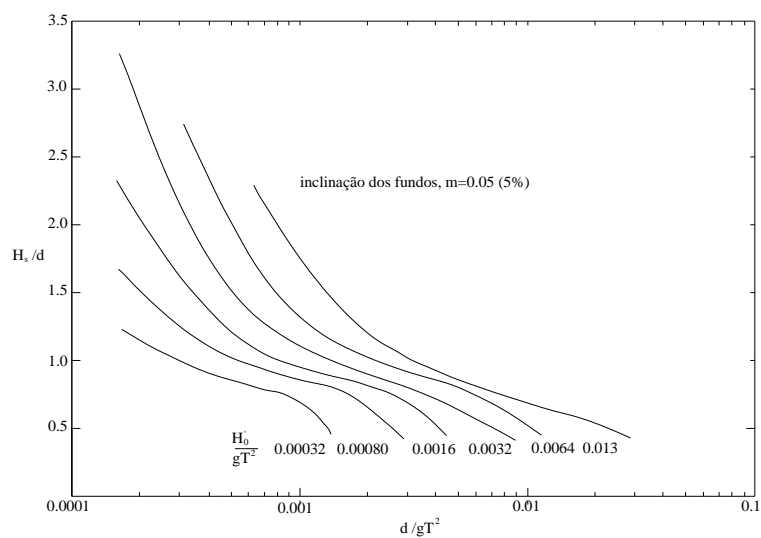


Figura A.3: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 5% (de acordo com o método de Seelig, 1979).

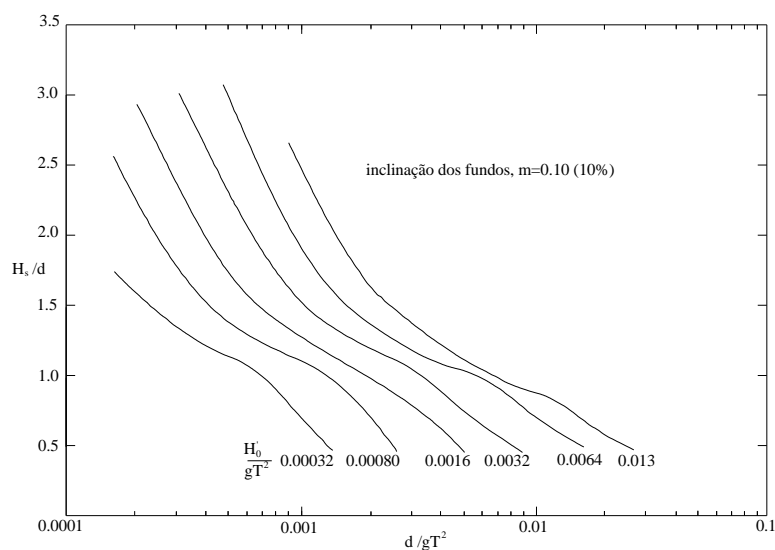


Figura A.4: Diagrama para o cálculo da altura de onda significativa para uma inclinação dos fundos de 10% (de acordo com o método de Seelig, 1979).